

30 0042

Belastungs- und Korrosionsversuche
an teilweise vorgespannten Balken

Bericht erstattet von

G. Schelling

F.S. Rostásy

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig

April 1982

BELASTUNGS- UND KORROSIONSVERSUCHE AN TEILWEISE VORGE- SPANNTEN BALKEN

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG

2. STATISCHE UND DYNAMISCHE BELASTUNGSVERSUCHE

2.1 ABMESSUNGEN, VORSPANNGRADE UND BEWEHRUNG DER VER- SUCHSBALKEN

2.2 HERSTELLUNG DER BALKEN

- 2.2.1 Betonieren und Lagerung
- 2.2.2 Vorspannen
- 2.2.3 Verpressen der Spannkänäle

2.3 BAUSTOFFE

- 2.3.1 Betonstahl
- 2.3.2 Spannstahl
- 2.3.3 Hüllrohr
- 2.3.4 Beton
- 2.3.5 Einpreßmörtel

2.4 RECHENWERTE

- 2.4.1 Spannungen im Zustand I
- 2.4.2 Ermittlung der kritischen Lasten für Biegung

2.5 DURCHFÜHRUNG DER BELASTUNGSVERSUCHE

- 2.5.1 Versuchseinrichtung
- 2.5.2 Zeitlicher Ablauf der Versuche
- 2.5.3 Messungen

2.6 ERGEBNISSE DER BELASTUNGSVERSUCHE

- 2.6.1 Betondehnungen
- 2.6.2 Durchbiegungen
- 2.6.3 Rißbildung
- 2.6.4 Rißbreiten

3. KORROSIONSVERSUCHE

3.1 AUSLAGERUNG DER BALKEN

3.2 RISSBREITEN

3.3 KORROSIVE MITTEL

3.4 VERGLEICHENDE KORROSIONSVERSUCHE

3.5 BEOBACHTUNGEN WÄHREND DER AUSLAGERUNG

3.5.1 Freiliegende Spannstähle und Hüllrohr

3.5.2 Beobachtungen an den ausgelagerten Balken

3.6 UNTERSUCHUNGEN NACH AUSLAGERUNG

3.6.1 Karbonatisierung des Betons

3.6.2 Zustand der Bewehrung und der Hüllrohre

3.6.3 Zustand der Spannstähle

3.7 UNTERSUCHUNGEN AN PROBEN

3.7.1 Röntgenfluoreszenzanalyse

3.7.2 Zugversuche an Betonstählen

3.7.3 Dauerschwingversuche an Spannstählen

4. ZUSAMMENFASSUNG

5. SCHRIFTTUM

1. EINLEITUNG

Bekanntermaßen bietet die teilweise Vorspannung in bestimmten Anwendungsfällen gegenüber der nach DIN 4227, Teil 1 [1] geregelten vollen und beschränkten Vorspannung technische und wirtschaftliche Vorteile. Diese Vorteile wurden, ebenso wie die Grenzen der teilweisen Vorspannung, in zahlreichen Arbeiten behandelt; stellvertretend hierfür wird auf [2] und [3] verwiesen. Durch die vor der Fertigstellung stehende Norm DIN 4227, Teil 2 [4] wird die Anwendung der teilweisen Vorspannung auch in der Bundesrepublik Deutschland ermöglicht werden.

Bei der teilweisen Vorspannung entfällt im Gebrauchszustand die Begrenzung der Betonzugspannungen auf ein zulässiges Maß, und es wird mit dem Eintreten von Zustand II gerechnet. Wegen der größeren Korrosionsempfindlichkeit der Spannstähle gegenüber den Betonstählen gewinnt damit der Nachweis der Dauerhaftigkeit eine besondere Bedeutung. Mit den im folgenden berichteten Tastversuchen, die vom DAfStb gefördert wurden, sollte ein Beitrag zur Klärung der Rißbildung und des Korrosionsverhaltens von teilweise vorgespannten Balken geleistet werden. Die Versuche gliederten sich in 2 Teile. Im ersten Teil der Versuche wurden teilweise vorgespannte Balken und ein Stahlbetonbalken einer statischen und einer daran anschließenden schwellenden Biegebeanspruchung im Gebrauchslastbereich unterworfen. Daran anschließend wurden die Balken - im belasteten Zustand, also mit ständig "offenen" Rissen - Kurzzeitkorrosionsversuchen mit konzentrierter Einwirkung verschiedener korrosiver Mittel ausgesetzt.

2. STATISCHE UND DYNAMISCHE BELASTUNGSVERSUCHE

2.1 ABMESSUNGEN, VORSPANNGRADE UND BEWEHRUNG DER VERSUCHSBALKEN

In Bild 2.1 sind die Abmessungen und die Bewehrung der Balken dargestellt. Weitere Daten über die Versuchsbalken sind in den Tabellen 2.1 und 2.2 enthalten. Durch ein Versehen wurde der Balken A 2 nur mit 2 \emptyset 12 BST 420/500 RK anstatt wie vorgesehen mit 4 \emptyset 12 bewehrt. Dieser Fehler wurde erst aus den Ergebnissen der Dauerschwingversuche erkannt, als dieser Balken weit größere Verformungen und Rißbreiten als die beiden anderen Balken (A 1, A 3) zeigte. Da bei den geplanten anschließenden Korrosionsversuchen die Rißbreite einen wesentlichen Einfluß haben wird, wird dieser Balken mit der Bezeichnung A 2/1 weiter untersucht. Der "richtige" Balken A 2/2 - (mit folgender Änderung gegenüber dem Versuchsprogramm: anstatt 4 \emptyset 12 wurden 2 \emptyset 16 eingelegt) - wurde nachträglich hergestellt.

Es wurde ein rechteckiger Querschnitt der Balken von $b/d = 20/40$ cm gewählt, da sich die teilweise Vorspannung besonders für Vollplatten mit hohem Stahlverbrauch anbietet. Außerdem ist der Rechteckquerschnitt bezüglich Rißbildung kritischer als ein T-Querschnitt mit überlicherweise stark bewehrter Zugzone.

Die Versuchsbalken A 1, A 2/2 und A 3 wurden so entworfen, daß ihre rechnerischen Biegetragfähigkeiten im wesentlichen gleich waren. Zum Zeitpunkt der Durchführung der Versuche (1973) war Teil 2 von DIN 4227 noch nicht in Angriff genommen worden. Deshalb wurde als Vorspanngrad λ die von Caflisch und Thürlimann [4] gewählte Definition übernommen. Hiernach ist

$$\lambda = \frac{A_v^{\beta} v_{0,2}}{A_v^{\beta} v_{0,2} + A_s^{\beta} s_{0,2}}$$

das Verhältnis der Fließkraft des Spannstahls zur Fließkraft der Gesamtbewehrung. Dieser Wert wurde in den Versuchen von $\lambda = 0$ (A 3, reiner Stahlbetonbalken), auf

$\lambda \approx 0,40$ (A 2) und $\lambda \approx 0,77$ (A 1) gesteigert; ein reiner Spannbetonbalken ($\lambda = 1$) wurde nicht untersucht. Mit der Abminderung der schlaffen Bewehrung wurde der Anteil des Spannstahls entsprechend erhöht, so daß sich für alle Balken etwa dasselbe kritische Moment ergab (s. Tabelle 2.2 bzw. Abschnitt 2.4).

Im Entwurf der DIN 4227, Teil 2 (teilweise Vorspannung) [3] ist der Vorspanngrad \mathcal{K} als Verhältnis der Dekompressionsschnittgrößen zu den maximalen Schnittgrößen (Gebrauchslasten) definiert:

$$\mathcal{K} = \frac{M_o + N_o \cdot k_o}{M + N \cdot k_o}$$

Hierin bedeuten:

M_o, N_o : Anteil der Schnittgrößen, die am Rand der vorge-drückten Zugzone zur Dehnung Null (Dekompression) führen.

k_o : Abstand W_o/A_o des für den Rand der vorge-drückten Zugzone maßgebenden Kernpunkts vom Schwerpunkt des Betonquerschnitts.

M, N : Schnittgrößen aus äußeren Lasten (Gebrauchslast), die zur größten Dehnung am Rand der vorge-drückten Zugzone führen.

Der Vorspanngrad \mathcal{K} gibt somit den Teil der Gebrauchslasten an, ab dem die vorge-drückte Zugzone Zugspannungen erhält. Ein nicht vorgespannter Balken hat damit $\mathcal{K} = 0$; bei voller Vorspannung bleiben die Spannungen in der Zugzone kleiner Null; d. h. $\mathcal{K} = 1$. Wie Tabelle 2.2 zeigt, ist sowohl die Forderung $\mathcal{K} \geq 0,2$ eingehalten als auch der praktische Bereich abgedeckt.

Die untere Längsbewehrung aus Betonstahl 420/500 RK bestand aus gerade durchgehenden Stäben mit Winkelhaken. Oben waren je zwei Montagestäbe $\emptyset 6$ mm eingelegt. Die Spannglieder mit nachträglichem Verbund waren im mittleren Balkenteil entsprechend dem konstanten Biegemoment geradlinig und in den Endbereichen parabolisch geführt.

Die Schubbereiche der Balken waren mit geschlossenen Bügeln \emptyset 8 mm BSt 420/500 RK im Abstand $s_{b\ddot{u}} = 15$ cm verbügelt. Ein Versagen der Balken auf Schub war nicht zu erwarten. Im querkraftfreien Mittelteil der Balken ($M = \text{const.}; Q = 0$) waren keine Bügel angeordnet.

2.2 HERSTELLUNG DER BALKEN

2.2.1 Betonieren und Lagerung der Balken

Die Balken A 1, A 2/1 und A 3 wurden zu gleicher Zeit in kombinierten Holz-Stahl-Schalungen - der Schalungsboden bestand aus einem Stahlprofilträger, die Seitenwände aus beschichteten Schaltafeln - hergestellt. Der Beton für diese Träger wurde als Transportbeton angeliefert. Für den nachträglich betonierten Balken A 2/2 wurde der Beton mit gleicher Zusammensetzung hergestellt.

Nach dem Betonieren lagerten die Balken und die gleichzeitig hergestellten Würfel und Prismen 7 Tage lang unter feuchten Tüchern und anschließend in der Prüfhalle bei Temperaturen von rd. 20 °C.

2.2.2 Vorspannen der Balken

Da es für die kleinen Vorspannkräfte ($V_0 = 154$ bzw. 77 kN) kein geeignetes Spannverfahren gibt, wurde das Vorspannen des Spannstahls wie folgt durchgeführt (s. Bild 2.1):

a) feste Ankerplatte

An einem Balkenende sind die Spanndrähte \emptyset 7 mm durch Bohrlöcher einer Ankerplatte (200 x 200 x 25 mm) geführt und mit BBRV-Stauchköpfen verankert.

b) Spannanker

Am Spannende verlaufen die Spanndrähte durch Bohrungen einer Ankerplatte (200 x 200 x 25 mm) und sind dann durch eine 2. Stahlplatte (120 x 120 x 30 mm) geführt und mit BBRV-Stauchköpfen versehen. Die erste Platte wird in das Balkenende fest einbetoniert, die zweite Platte mit den

darin verankerten Spanndrähten wird mit 4 Schrauben M 24 x 1,5 gegen die feste Platte abgestützt. Beim Spannvorgang wird nun durch Drehen der Schrauben der Abstand zwischen den beiden Platten vergrößert und entsprechend der Spannstahl gedehnt. Die aufgebrachte Vorspannkraft wird mit den an den Spanndrähten aufgeklebten Dehnungsmeßstreifen (DMS), die vorher in einem Zugversuch geeicht worden waren, gemessen. Als Kontrolle der Vorspannkraft dient der gleichzeitig gemessene Spannweg (= Vergrößerung des Plattenabstands).

Gleichzeitig mit dem Vorspannen wurden die Balken mit einer Auflast $2 \cdot G_0$ belastet, um die Zugspannungen aus Vorspannung am oberen Rand abzumindern. Um alle Balken gleich zu behandeln, wurde auch der nicht vorgespannte Balken A 3 wie die anderen Balken mit $2 \cdot G_0$ belastet. Die Last war hier so gewählt, daß die Betonspannungen am unteren Rand unter den Betonzugfestigkeiten blieben. Die Auflast aus Gewichten betrug:

bei Balken A 2: $2 \cdot G_0 = 33,6 \text{ kN}$
A 2/1: $2 \cdot G_0 = 33,6 \text{ kN}$
A 2/2: $2 \cdot G_0 = 30,0 \text{ kN}$
A 3: $2 \cdot G_0 = 30,0 \text{ kN}$

Diese Lasten waren während des Erhärtens des Einpreßmörtels bis zum Versuchsbeginn nach 10 bis 21 Tagen ständig aufgebracht und wurden vor dem Belasten entfernt.

2.2.3 Verpressen der Spannkänäle

Nach Beendigung des Vorspannens wurden die Spannkänäle mit Einpreßmörtel verpreßt. Der Mörtel wurde mit einem elektrisch angetriebenen Quirl ca. 4 Minuten lang vermischt und dann an der festen Ankerplatte so lange eingefüllt, bis der Mörtel aus dem Steigrohr am anderen Balkenende überlief. Da die Spannglieder an den Balkenenden parabolisch hochgeführt waren, lag die Einfüllöffnung an der festen Ankerplatte rd. 20 cm über der Hüllrohrachse im Mittelbereich der Balken.

2.3 BAUSTOFFE

2.3.1 Betonstahl

Die schlaffe Bewehrung bestand durchweg aus Rippentor-stahl BSt 420/500 RK mit Durchmessern von 6 mm (obere Bewehrung), 8 mm (Bügel) sowie der unteren Biegezugbe-wehrung mit 10, 12 und 16 mm Durchmesser. Die Abmessun-gen und Festigkeiten des Stahls sind in Tabelle 2.3, die Spannungs-Dehnungslinien in Bild 2.2 wiedergegeben.

2.3.2 Spannstahl

Als Spannstahl wurde kaltgezogener und angelassener Rund-stahl St 1470/1670 mit 7 mm Durchmesser (Hersteller: ARBED - Felten und Guillaume, Köln) verwendet, dessen Spannungs-Dehnungslinie in Bild 2.3 dargestellt ist.

An den Enden der Spannstähle waren BBRV-Köpfchen aufge-staucht, s. Bild 2.4. Die chemische Analyse des Spann-stahls St 1470/1670 ergab folgende Werte:

	C	Si	Mn	P	S
Gew.-%	0,86 (0,7-0,9)	0,21 (0,1-0,3)	0,68 (0,5-0,8)	0,014	0,020

Richtwerte nach Zulassungsbescheid in Klammer

2.3.3 Hüllrohr

Als Hüllrohre für den Spannstahl wurden runde Falzrohre (Bild 2.4) mit $t = 0,2$ mm Blechdicke verwendet. Die Spanndrähte lagen ungeordnet im Hüllrohr, es waren le-diglich selbstgefertigte Abstandhalter (Kunststoffhülsen $\phi_a = 15$ mm, $\phi_i = 7$ mm, 25 mm lang) im Abstand von ca. 1 m auf die Spanndrähte aufgeschoben, um den Spannstahl und die aufgeklebten DMS vor Beschädigungen beim Span-nen zu schützen.

2.3.4 Beton

Es wurde eine Betondruckfestigkeit von $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$ bei Prüfung angestrebt. Die Zusammensetzung des Betons und die erreichten Festigkeiten sind in Tabelle 2.4 angege-ben.

2.3.5 Einpreßmörtel

Für das Verpressen der Spannkänäle wurde ein möglichst dünnflüssiger Mörtel mit Tauchzeiten zwischen 30 und 40 s gewählt. Weitere Daten des Einpreßmörtels sind in Tabelle 2.5 aufgeführt.

2.4 RECHENWERTE

2.4.1 Spannungen im Zustand I

Die Vorspannkraft V_0 (mit DMS gemessen) wurde bei gleichzeitiger Belastung der Balken mit $2 \cdot G_0$ aufgebracht. Bis zum Beginn der Balkenprüfung nach 10 bis 21 Tagen sank die Vorspannkraft um ΔV_{S+K} , den Spannkraftverlust durch Schwinden und Kriechen, von V_0 auf V_v bei Versuchsbeginn ab. Der Spannkraftverlust wurde durch Dehnungsmessungen am Beton in Höhe der Spanndrähte bestimmt.

Aus vorhandenen Relaxationskurven für den Spannstahl 1470/1670 \emptyset 7 mm wurde der Spannkraftverlust infolge Relaxation für Spannungen von etwa $0,6 \beta_Z$ und Zeiten von 10 bis 21 Tagen vom Vorspannen bis zum Versuchsbeginn mit weniger als 1 % abgeschätzt. Es wurde deshalb kein Spannkraftverlust aus Relaxation berücksichtigt.

Für die Berechnung der beim Versuch auftretenden Biegespannungen ist die Vorspannkraft V_v^0 bei Versuchsbeginn bei $F = 0$ maßgebend, s. Bild 2.5:

$$V_v^0 = V_v - \frac{E_s}{E_b} \cdot \sigma_{b,G_0}^{(z)} \cdot A_v$$

Die Vorspannkraft und die rechnerischen Betonrandspannungen bei der Rißlast F_R sind in Tabelle 2.2 angegeben.

2.4.2 Ermittlung der kritischen Lasten

Für die Ermittlung der kritischen Lasten wurden folgende Annahmen getroffen:

- idealisiertes σ - ϵ -Diagramm für Beton- und Spannstahl mit Nennstreckgrenzen der Stähle von $\beta_S = 420$ bzw. 1470 N/mm^2 .
- Als kritische Dehnung des Stahls unter Last wird der Wert $\epsilon_{\text{krit}} = 5\%$ angesetzt.
- Rechenwert der Betonfestigkeit $\beta_R = 0,7 \cdot \beta_W = 21,0 \text{ N/mm}^2$ ($\beta_W = 30,0 \text{ N/mm}^2$).
- Völligkeitsbeiwert α_R und Beiwert k_a für die Lage der Betondruckkraft nach DAfStb-Heft 220 (2. Auflage 1979).

Die so ermittelten Werte von ϵ_{krit} sind in Tabelle 2.2 aufgeführt und daraus die Gebrauchsmomente $M = \epsilon_{\text{krit}} M / 1,75$ errechnet.

2.5 DURCHFÜHRUNG DER BELASTUNGSVERSUCHE

2.5.1 Versuchseinrichtung

Der Versuchsaufbau ist in Bild 2.1 skizziert. Die Balken waren für die Belastungsversuche auf horizontal verschieblichen Kipplagern gelagert. Die Belastung erfolgte durch zwei symmetrisch angeordnete 300 kN-Pressen über Stahlplatten $200 \times 120 \times 40 \text{ mm}$. Eine der Pressen war im Versuchsrahmen starr eingespannt und diente als Festpunkt gegenüber horizontalen Verschiebungen; die andere Presse, als Pendelstütze gelagert, konnte die entstehenden Verformungen zwängungsfrei mitmachen.

2.5.2 Zeitlicher Ablauf der Versuche

Der zeitliche Ablauf der Versuche ist in Bild 2.6 dargestellt. Die Belastungsversuche wurden im Alter von 28 Tagen (Balken A 2/2) bzw. von 57 bis 65 Tagen (Balken A 1, A 2/1, A 3) begonnen. Die Betondruckfestigkeiten bei Versuchsbeginn betrugen bei allen Balken etwa $\beta_W = 28 \text{ N/mm}^2$. Für den Einbau der Balken in die Versuchseinrichtung mußten die Balken kurzfristig (ca. 1 Stunde lang) völlig entlastet werden. Für den für diesen Lastfall am meisten gefährdeten Balken A 1 wurde eine obere Betonrandspannung $\sigma_b = + 2,5 \text{ N/mm}^2$ errechnet; der Balken blieb wie gewünscht rissfrei.

a) Statische Belastung

Die Belastungsversuche begannen mit einer stufenweisen statischen Laststeigerung von $F = 0$ bis zur Gebrauchslast zu $F = \text{krit } F_{\text{gk}}$. Da die Nullmessungen für die Verformungen bei allen Balken vor Beginn der Vorspannung bzw. der Belastung mit G_0 durchgeführt wurden, sind bei Beginn der eigentlichen Belastungsversuche schon Meßwerte der Verformungen der Balken aus Vorspannung sowie aus Schwinden und Kriechen vorhanden.

Bei allen Balken wurde die zulässige Gebrauchslast in 6 gleiche Laststufen (1) bis (6) aufgebracht. Wegen der unterschiedlichen Gebrauchslasten sind die Laststufen bei den verschiedenen Balken untereinander nicht gleich groß. Tabelle 2.6 gibt die zu den Laststufen gehörenden Lasten F in kN an.

b) Dauerschwingversuch 1

Anschließend an den statischen Versuch wurden die Balken einer Dauerschwingbelastung unterworfen mit einer Unterlast, die als Eigengewichtsanteil zu 50 % der Gebrauchslast (Laststufe (3)) angenommen wurde, und der Gebrauchslast zu F (Laststufe (6)) als Oberlast.

Die ersten zehn Lastwechsel wurden von Hand gefahren mit $n = 2$ Lastspielen/min, die weiteren Lastwechsel dann mit einem Pulsator mit $n = 140$ Lastspielen/min. Für die Dauer der Messungen nach 1000, 5000, 10 000, 20 000 und 50 000 Lastwechseln wurde der Dauerschwingversuch jeweils unterbrochen, um bei konstanter Oberlast die Messungen durchzuführen. Nach 50 000 Lastwechseln war der Dauerschwingversuch beendet.

c) Dauerschwingversuch 2

Anschließend wurde ein 2. Dauerschwingversuch, ebenfalls mit 50 000 Lastwechseln und einer Unterlast von $F_u = 0,5 \cdot \text{zul } F$ (Laststufe (3)), jedoch mit einer auf $F_o = 1,17 \cdot \text{zul } F$ (Laststufe (7)) erhöhten Oberlast durchgeführt. Der Ablauf war gleich wie beim 1. Versuch.

Die gesamte Versuchsdauer je Balken betrug 3 Tage, wobei die Versuche während der Nacht abgestellt waren. Die dadurch erforderlichen Entlastungen der Balken wurden zu Messungen der bleibenden Verformungen und der Verformungen bei Wiederbelastung benutzt. Über die anschließenden Korrosionsversuche wird in Teil II berichtet.

2.5.3 Messungen

In Bild 2.7 ist die Lage der Meßstellen angegeben. Folgende Messungen wurden bei den Belastungsversuchen durchgeführt:

Betondehnungen der Druckzone, 3 cm unterhalb des oberen Randes auf die gesamte Balkenlänge (Meßbasis $l_M = 500$ mm, Meßstellen B 10 bis B 70).

Betondehnungen der Zugzone in Höhe des Spannstahls, 5 cm über dem unteren Rand auf die gesamte Balkenlänge (Meßbasis $l_M = 500$ mm, Meßstellen B 1 bis B 7). Diese Messungen wurden im gerissenen Zustand II über die Risse hinweg vorgenommen, um damit indirekt die mittleren Dehnungen der Bewehrung zu erhalten. Am Stahl konnte nicht direkt gemessen werden, da für die Rißbildung und die Korrosionsversuche der Verbund (durch aufgeklebte DMS) oder das Betongefüge (z. B. durch Meßröhrchen) nicht gestört sein sollten.

Die Durchbiegungen der Balken mit Meßuhren (Meßstellen D 1 bis D 7).

Messung der Rißbreiten an der Balkenrückseite entlang verschiedener Rißmeßlinien I bis IV (Rißmeßlinie I in Höhe der Bewehrung). Die Rißmessungen auf der gesamten Balkenlänge wurden getrennt nach den im Schubbereich bzw. im Biegebereich aufgetretenen Rissen ausgewertet.

Die Entwicklung der Risse wurde durch Nachzeichnen der Risse mit verschiedenen Farben je Laststufe und fotografischen Aufnahmen festgehalten.

2.6 ERGEBNISSE DER BELASTUNGSVERSUCHE

Alle bei den Belastungsversuchen aufgenommenen Meßwerte sind im Anhang aufgeführt:

Tafeln 1 bis 4: Betondehnungen der Balken

Tafeln 5 bis 8: Rißbreiten der Balken

2.6.1 Betondehnungen

Für den Vergleich der Balken untereinander sind in Bild 2.8 die gemittelten Betondehnungen im Biegebereich ($l = 1,50 \text{ m}$) während der Dauer der Belastungsversuche dargestellt. Die Werte gelten für die Meßlinien von Bild 2.7.

a) Dauerstandbelastung mit V und G_0

Die Bezugsmessung (= Nullmessung) für die Betondehnungen wurde vor dem Vorspannen bzw. Belasten mit G_0 durchgeführt. Bis zu diesem Zeitpunkt kann für alle Balken gleiches Verhalten vorausgesetzt werden. Unter der Last G_0 und der Vorspannung V_0 treten die in Tabelle 2.7 dargestellten rechnerischen Betonrandspannungen σ_{ro} , σ_{ru} und die in Höhe der Meßstellen errechneten Betonspannungen σ_o , σ_u bzw. Betondehnungen ε_o , ε_u auf. Die rechnerischen Betondehnungen in Höhe der Meßlinien wurden dabei mit dem E-Modul von Tabelle 2.4 bestimmt. Die gemessenen Betondehnungen sind Mittelwerte der jeweils drei Dehnwerte je Meßlinie innerhalb des Bereichs mit $M = \text{const.}$

Die Rechenwerte und die Meßwerte der Betondehnungen zu Beginn der Dauerversuche ($t = 0$) stimmen gut überein. Während der Dauerstandversuche über einen Zeitraum von 10 bis 23 Tagen verändern sich die Betondehnungen infolge Schwinden und Kriechen des Betons.

b) Statischer Belastungsversuch

Zu Beginn der eigentlichen Versuche, der statischen Laststeigerung von $F = 0$ auf zur F , hatten die Balken unterschiedliche Dehnungen aus Vorspannung und Schwinden und Kriechen erhalten. Die Meßwerte bei der Laststufe $\textcircled{0}$ beginnen deshalb in Bild 2.8 nicht bei $\varepsilon = 0$.

Wenn man die Meßwerte auf den Beginn der statischen Belastung bezieht, s. Bild 2.8 unten, so treten bei den verschiedenen Balken etwa gleiche Dehnungen auf, wobei der Balken A 2/1 wegen der zu geringen Bewehrungsmenge nicht mitbetrachtet werden kann. Ab der Rißlast wachsen die Dehnungen unten (ϵ_u), die über die Risse hinweg gemessen werden, stärker an als im ungerissenen Zustand I.

Die in Bild 2.8 dargestellten Meßwerte der Dehnung ϵ_u wurden in Höhe der Bewehrung, 5 cm über dem unteren Balkenrand, gemessen. Für eine genauere Beurteilung der vom Beton aufnehmbaren Zugdehnungen wurden diese Meßwerte auf die maximale Randdehnung extrapoliert. Bei den Rißlasten ergeben sich damit folgende untere Betonranddehnungen:

Balken	ϵ_{RO} (%)	ϵ_{RV} (%)
A 1	- 0,02	+ 0,19
A 2/1	0	+ 0,10
A 2/2	0	+ 0,13
A 3	+ 0,13	+ 0,09

Diese Zusammenstellung zeigt, daß weder die Werte ϵ_{RO} (gesamte Dehnungen ab dem Vorspannen der Balken) noch die ab der statischen Laststeigerung auftretenden Betondehnungen ϵ_{RV} maßgebende Kriterien für das Reißen des Betons sind. Vielmehr scheinen die bereits vom Beton durchgemachten Dehnungen aus Schwinden, Kriechen und Vorspannung dessen Dehnfähigkeit auf Zug bei Laststeigerung zu beeinflussen. Beim schlaff bewehrten Balken A 3 entsprechen die berechneten Dehnungen der Zugbruchdehnung von Beton.

So ergeben auch die aus den Rißlasten F_R errechneten Betonzugspannungen stark streuende Werte (Eigengewicht vernachlässigt):

$$\text{Untere Betonrandspannung: } \sigma_{bR} = \frac{F_R \cdot a}{W_b} - \frac{V_v^0}{A_b} - \frac{V_v^0 (h_v - d/2)}{W_b}$$

Balken A 1:	$\sigma_{bR} = 2,56 \text{ MN/m}^2$	$F_R = 50,8 \text{ kN}$
Balken A 2/1:	$\sigma_{bR} = 1,58 \text{ MN/m}^2$	$F_R = 28,1 \text{ kN}$
Balken A 2/2:	$\sigma_{bR} = 1,72 \text{ MN/m}^2$	$F_R = 28,1 \text{ kN}$
Balken A 3:	$\sigma_{bR} = 3,58 \text{ MN/m}^2$	$F_R = 21,2 \text{ kN}$

Wie der Vergleich der gemessenen Rißlasten F_R mit den zulässigen Lasten F von Tabelle 2.6 zeigt, ist bei allen Balken Zustand II eingetreten.

c) Dynamische Belastungsversuche

Während der Dauerschwingversuche nahmen die Betondehnungen ϵ_o in der Druckzone um etwa gleiche Werte zu. Das vergleichsweise günstige Verhalten des nicht vorgespannten Balkens A 3 erklärt sich aus der geringeren Tragfähigkeit dieses Balkens gegenüber den Balken A 1 und A 2; dadurch sind auch die rechnerischen Betondehnungen bei krit M um rd. 10 % niedriger (Tabelle 2.2).

Die Betondehnungen ϵ_u , die auf der Zugseite über die Risse hinweg gemessen wurden, unterscheiden sich bei Erreichen der zulässigen Last (Laststufe ⑥) zunächst noch beträchtlich, da sich die unterschiedliche Vorspannung auf das Öffnen der Risse auswirkt. Mit steigender Lastspielzahl, besonders bei Dauerschwingversuch 2 (von 0,5 · zul F auf 1,17 · zul F), gleichen sich die Zugdehnungen zunehmend aneinander an.

Der Zuwachs der Dehnungen ist jeweils bei den ersten Lastspielen am größten und nimmt dann stetig ab. Die Versuche wurden nach 50 000 Lastspielen beendet, obwohl die Verformungen, wenn auch nur mehr gering, zunahmen.

Für den zu schwach bewehrten Balken A 2/1 bedeutete die Laststufe ⑥ bereits die 1,4-fache Gebrauchslast und die Laststufe ⑦ die 1,65-fache Gebrauchslast. Die Betondehnungen ϵ_u (auf der Zugseite über die Risse hinweg

gemessen) wachsen dementsprechend stärker an und erreichen bei Laststufe ⑦ Werte, bei denen Spannstahl und Betonstahl die Proportionalitätsgrenze überschritten hatten (die in Höhe der Stahleinlagen gemessene "Betondehnung" entspricht der mittleren Stahldehnung).

2.6.2 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen der Balken in Feldmitte sind in Bild 2.9 aufgetragen. Die Bezugsmessung (= Nullablesung) wurde wiederum vor dem Vorspannen und Belasten der Balken mit G_0 durchgeführt. Zu Beginn der statischen Belastungsversuche hatten die Balken A 1 und A 2/1, A 2/2 einen geringen Stich nach oben (aus Vorspannung), während der nicht vorgespannte Balken A 3 bereits einen positiven Stich aus der Dauerbelastung mit G_0 aufwies.

Die gemessenen Durchbiegungen zeigen die erwartete größere Biegesteifigkeit der vorgespannten Balken gegenüber dem nur schlaff bewehrten Balken A 3.

2.6.3 Rißbildung

Die ersten Risse entstanden entsprechend der unterschiedlichen Vorspannung der Balken bei verschiedenen Rißlasten F_R . Die rechnerischen Betonzugspannungen beim Rißmoment sollten für Balken mit gleicher Betonfestigkeit und gleicher Behandlung des Betons etwa übereinstimmen, da die beim Versuch vorhandene Vorspannung in der Berechnung berücksichtigt ist. Die errechneten Betonzugspannungen weichen jedoch stark voneinander ab, wobei die beiden Balken A 2 die kleinsten rechnerischen Betonrißspannungen aufweisen (Bild 2.10). Bei den Versuchen von Caflisch/Thürlimann wurden ebenfalls stark unterschiedliche rechn. Betonzugspannungen beim Rißmoment festgestellt.

In den Rißbildern der Balken (Bild 2.11) sind die bei statischer Last (durchgezogene Linie) und bei dynamischer Belastung (gestrichelte Linie) entstandenen Risse unterschieden. Durch einen kurzen Querstrich ist das Ende des Risses bei der entsprechenden Laststufe (eckig

eingerahmt, links neben dem Riß) angegeben. Die in einem Kreis jeweils rechts neben dem Riß stehende Riß-Nummer dient lediglich der Kennzeichnung der Risse.

Die Risse entstanden im Biegebereich der Balken immer zuerst an der Unterseite und verlängerten sich senkrecht nach oben. Im Schubbereich traten die Risse in der Regel an den Seitenflächen im unteren Balkendrittel auf und verlängerten sich sowohl nach unten wie nach oben. Der Neigungswinkel der Biegeschubrisse schwankt zwischen $\beta = 90^\circ$ und $\beta = 45^\circ$ nahe dem Auflager.

a) Rißbildung im Biegebereich

Für den Vergleich der Balken untereinander wird zunächst nur das Rißbild im Biegebereich betrachtet.

Balken A 1:

Die annähernd gleichlangen Risse sind gleichmäßig über den Biegebereich verteilt. Die Risse verlaufen fast gerade, die Rißbreiten konnten hier am besten gemessen werden, da sich die Rißufer klar voneinander trennten.

Balken A 2/2:

Die Risse sind etwas länger als bei A 1. In Höhe der Bewehrung (Meßlinie I) sind die meisten Risse verzweigt, so daß dort die mittleren Rißbreiten kleiner sind als bei der darüberliegenden Meßlinie II.

Balken A 3:

Da bei A 3 die größte Bewehrungsmenge mit den besseren Verbundeigenschaften gegenüber in Einpreßmörtel eingebettetem Spannstahl eingelegt ist, kann man das günstigste Rißverhalten vermuten. Andererseits fehlt die Vorspannung, die ein frühzeitiges Öffnen der Risse verhindert. Hier lassen sich zwei Rißtypen unterscheiden:

- a) Im Abstand von rd. 25 cm entstanden bei niedrigen Lasten Risse, die bei Versuchsende fast alle bis zu etwa $\frac{2}{3}$ der Balkenhöhe hochgingen.
- b) Zwischen diesen Rissen bildeten sich je 1 oder 2 neue Risse bis etwa $\frac{1}{3}$ der Balkenhöhe.

Balken A 2/1:

Dieser Balken scheidet aus der vergleichenden Betrachtung aus, da er überlastet war. Die Risse gehen deshalb hier am höchsten, außerdem bildeten sich in Höhe der Bewehrung schon waagerechte Sekundärrisse in Längsrichtung.

Zum Vergleich sind die max. Längen der Biegerisse bei den Laststufen ⑥ und ⑦ angegeben (d ... Balkenhöhe):

	A 1	A 2/2	A 3	A 2/1
Laststufe ⑥	0,54 · d	0,68 · d	0,68 · d	0,73 · d
Laststufe ⑦	0,64 · d	0,76 · d	0,74 · d	0,80 · d

b) Rißbildung im Schubbereich

Die schlaaffe Schubbewehrung der Balken war gleich: Bügel \varnothing 8 mm, s = 15 cm. Die unterschiedliche Rißbildung im Schubbereich zeigt den günstigen Einfluß der Vorspannung, die die Querkraft vermindert, da die Spanndrähte am Auflager parabolisch nach oben geführt wurden.

2.6.4 Rißbreiten

Alle gemessenen Rißbreiten sind im ANHANG in den Tabellen 5 bis 8 aufgeführt. Die Auswertung erfolgte getrennt nach Biegebereich und Schubbereich der Balken. In Bild 2.12 sind Mittelwerte w_m , Größtwerte max w und die Summe der Rißbreiten Σw für den Biegebereich der Balken A 1, A 2/2 und A 3 dargestellt. Diese Werte wurden auf Meßlinie I gemessen. Auf die Darstellung der Rißbreiten des Balkens A 2/1 wurde der Übersichtlichkeit wegen verzichtet.

Die mittleren Rißbreiten nähern sich nach unterschiedlichem Anwachsen bei der statischen Belastung mit zunehmender Lastspielzahl einander an. Am Ende der Belastungsversuche wurden mittlere Werte von 0,08 bis 0,10 mm gemessen.

Als Kriterium für die Gebrauchsfähigkeit eines Bauteils sind jedoch die maximal auftretenden Rißbreiten anzusetzen. Diese betrugen am Ende des Dauerschwingversuchs 1 (nach 50.000 Lastwechseln von $0,5 \cdot \text{zul } F$ auf $1,0 \cdot \text{zul } F$)

bei Balken A 1: max w = 0,10 mm
bei Balken A 2/2: max w = 0,14 mm
bei Balken A 3: max w = 0,18 mm

Bei der anschließenden Laststeigerung und im Dauerschwingversuch 2 ($0,5 \cdot \text{zul } F$ bis $1,17 \cdot \text{zul } F$) öffneten sich bei Balken A 1 hauptsächlich die bereits vorhandenen Risse (= starkes Anwachsen von max w), während bei den Balken A 2/2 und A 3 sich mehr Risse verzweigten bzw. neue Risse entstanden (= max. Rißbreiten nehmen nur gering zu). Nach Beendigung der gesamten Belastungsversuche wurden deshalb die kleinsten Werte der max. Rißbreite beim teilweise vorgespannten Balken A 2 gemessen:

bei Balken A 1: max w = 0,21 mm
bei Balken A 2/2: max w = 0,17 mm
bei Balken A 3: max w = 0,21 mm

Außerdem bieten die vorgespannten Balken den Vorteil, daß sich die Risse bei Entlastung wieder stärker schließen. Die größten Rißbreiten im Biegebereich nach der Entlastung der Balken betrugen:

Balken	Rißbreiten nach Entlastung	
	nach 50 000 Lastspielen ($0,5$ bis $1,0 \cdot \text{zul } F$)	nach 50 000 Lastspielen ($0,5$ bis $1,17 \cdot \text{zul } F$)
A 1	0 mm	0,04 mm
A 2/2	0,01 mm	0,02 mm
A 3	0,03 mm	0,04 mm

3. KORROSIONSVERSUCHE

3.1 AUSLAGERUNG DER BALKEN

Nach Abschluß der Belastungsversuche wurden die vier Balken in belastetem Zustand rd. 1 Jahr lang ausgelagert und einem Kurzzeitkorrosionsversuch unterworfen. Dazu wurden die Balken in umgekehrter Lage jeweils an den Belastungspunkten gegen Stahlträger abgestützt und an den Endauflagern mit Spannstangen derart mit dem Stahlträger verspannt (siehe Bild 3.1), daß sich die gleichen Verformungen wie am Ende der Belastungsversuche (Laststufe ⑦ $\hat{=}$ rd. 1,2-fache Gebrauchslast) einstellten. Die Verformungen der Betonbalken wurden durch Messungen der Durchbiegungen und der Betondehnungen a) beim Anspannen an die Stahlträger und b) während der Auslagerungszeit kontrolliert.

Die Lagerung der Balken bei den Korrosionsversuchen ist in Bild 3.1 skizziert. Die Balken waren am Rande einer Freilagerfläche auf dem Institutsgelände nebeneinander aufgebaut. Die nach oben weisende, gerissene Zugzone der Balken wurde durch eine Abdeckung aus Holz gegen Verunreinigungen (z. B. durch Blütenstaub, Laub usw- von dem an die Freilagerfläche angrenzenden Wald) geschützt. Die Abdeckung sollte die natürliche Durchlüftung und Trocknung der Balken möglichst wenig behindern; sie war deshalb mit seitlichen Luftspalten von $s = 5$ cm und einer lichten Höhe von $h = 10$ cm über der Balkenfläche ausgebildet. Für Messungen und Beobachtungen am Balken konnte die Abdeckung hochgeklappt werden.

3.2 RISSBREITEN

Der Verlauf und die Breiten der Risse an der Balkenunterseite zu Beginn der Korrosionsversuche sind in den Bildern 3.2 bis 3.5 für die einzelnen Balken angegeben. Die Rißbreiten, gemessen an den Rißmeßlinien "h", "m", "v" schwankten zum Teil beträchtlich über die Balkenbreite. Die maximalen Rißbreiten an der Balkenunterseite betrugen bei den Balken A 1, A 2/2 und A 3 $\max w = 0,2$ mm

(bei rd. 1,2-facher Gebrauchslast) und beim Balken A 2/1 (bei rd. 1,64-facher Gebrauchslast) $\max w = 0,55 \text{ mm}$.

Die im Freien gelagerten Balken waren während ihrer Auslagerung den jahreszeitlichen Temperaturänderungen und den überlagernden kurzzeitigen Tag-Nacht-Temperaturschwankungen ausgesetzt. Die rd. 900 mm langen Spannstrangen, mit denen die Balken gegen die Stahlträger gespannt waren, erhielten Längenänderungen (Annahme: $\Delta T = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$) von

$$\Delta l = \Delta T \cdot \alpha_T \cdot l \approx 40 \cdot 10^{-5} \cdot 900 = 0,36 \text{ mm}.$$

Mit den in den Belastungsversuchen gemessenen Beziehungen zwischen Durchbiegungen und max. Rißbreiten ergeben sich daraus für alle Balken etwa gleiche Änderungen der max. Rißbreiten von $\Delta w \approx 0,02 \text{ mm}$. Es ist also anzunehmen, daß die Risse bei Temperaturänderungen nur geringfügig "atmeten".

3.3 KORROSIVE MITTEL

Da die Korrosionsversuche verhältnismäßig kurzfristig (nach etwa 1 Jahr) abgeschlossen werden sollten, schieden Langzeitversuche (z. B. Freibewitterung) von vornherein aus, da damit für die kurze Auslagerungszeit zu wenig differenzierte Aussagen zu erwarten waren. Die Versuche wurden deshalb als sogenannte Kurzzeitkorrosionsversuche mit quantitativer Verstärkung der Angriffsbedingungen durchgeführt, wobei man die Schwierigkeit der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die in der Praxis vorherrschenden Bedingungen in Kauf nehmen mußte. Andererseits sollte man bedenken, wie weitgestreut die "praktischen" Verhältnisse liegen: So unterscheiden sich z. B. die Korrosionsbedingungen um Größenordnungen voneinander, je nachdem ob die Risse von einer verhältnismäßig geschützten Unterfläche ausgehen oder ob die Risse nach oben geöffnet sind, mit der Gefahr, daß gelöstes Streusalz in die Risse eindringen kann.

Es konnte bei den Korrosionsversuchen nicht darum gehen, eine für "wirklichkeitsnah" erklärte Bedingung einzuhalten, sondern es sollte nach Möglichkeit der oben ange-deutete große Streubereich erfaßt werden. Als typische Angriffsmittel für bestimmte Stoffgruppen wurden deshalb chemisch definierte Lösungen - hier: Chlorid-, Nitrat- und Sulfidlösungen - verwendet, mit denen einzelne Be-reiche der Balken im Bereich konstanten Biegemoments be-handelt wurden.

Bereich 1: gesättigte CaCl_2 -Lösung

Bereich 2: a) 10 %ige $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ -Lösung (168,1 g $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$
in 1000 g Wasser)
b) 1 %ige $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ -Lösung (14,6 g $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ in
1000 g Wasser)

Bereich 3: gesättigte CaS -Lösung

Bereich 4: freie Bewitterung und zusätzliches Befeuchten
mit Wasser

Die Balken waren nach Bild 3.1 im konstanten Momentenbe-reich durch auf den Beton aufgeklebte Kunststoffleisten in 5 Felder von je 30 bis 50 cm Länge unterteilt; in je-dem Feld waren mindestens 3 Biegerisse vorhanden. Die Feldeinteilung der Balken sowie die gemessenen Rißbreiten und Betondeckungen der Bewehrung sind in den Bildern 3.2 bis 3.5 angegeben. Während der Auslagerung wurden die Balken in der Regel 2 mal pro Woche (insgesamt 110 mal in 380 Tagen) mit den vorgenannten Lösungen behandelt. Dazu wurden die Lösungen aus Plastik-Spritzflaschen je-weils 3 mal hintereinander möglichst gleichmäßig auf die Betonfläche entlang der Risse aufgespritzt. Die Lösungen drangen verhältnismäßig rasch in die Risse ein und traten zum Teil an den Seitenflächen der Balken aus den Rissen wieder aus. Die benetzten Betonflächen der Balken waren nach Augenschein spätestens nach einer Stunde an ihrer Oberfläche wieder abgetrocknet.

Bei jeder Befeuchtung wurden die verbrauchten Lösungsmen-gen durch Abwiegen bestimmt. Der Verbrauch der verschie- denen korrosiven Mittel ist in der folgenden Tabelle zu-sammengestellt:

Korrosives Mittel	Gesamt-Verbrauch cm ³	Summe d. Rißlängen cm	Mittl. Verbrauch (cm ³) je Versuchstag u. cm Rißlänge
1) CaCl ₂ -Lösung	18 692	280	0,61
2a) 10 %ige Ca(NO ₃) ₂ -Lösung	17 224	270	0,58
2b) 1 %ige Ca(NO ₃) ₂ -Lösung	16 751	250	0,61
3) CaS-Lösung	16 461	250	0,60
4) Wasser + Freibewitterung	25 592	287	0,81

Die nur mit Wasser behandelten Bereiche 4 und die nicht abgedeckten Schubbereiche der Balken waren frei bewittert.

Um zu verhindern, daß die Risse durch Salzablagerungen mit der Zeit zuwachsen, wurden die Balkenabdeckungen bei sich ankündigenden größeren Regenschauern geöffnet und die ganzen Balkenflächen dem Regen ausgesetzt; dies geschah 18 mal während der 380-tägigen Auslagerung. Die Balken wurden dabei jedesmal gründlich durchfeuchtet und die Ablagerungen an den Rißufern - soweit von der Oberfläche her sichtbar - abgespült. Die Regenmengen wurden nicht gemessen.

3.4 VERGLEICHENDE KORROSIONSVERSUCHE

Parallel zu den Balkenversuchen wurden freiliegende Spannstähle \varnothing 7 mm St 1470/1670 und ein nicht verpreßter Hüllrohrabschnitt überdacht im Freien ausgelagert und zu den gleichen Zeiten wie die Balken mit den korrosiven Mitteln behandelt. Die Lösungen wurden mit Spritzflaschen aufgesprüht und mit weichen Pinseln (um eventuelle Korrosionsprodukte nicht mechanisch zu entfernen) über die Oberfläche verteilt. Die Korrosionsproben wurden (im Gegensatz zu den Balken) nicht dem Regen ausgesetzt.

Die Versuche an den freiliegenden Proben sollten vor allem Aufschluß über den Zustand der einbetonierten Hüllrohre geben (mit dem Vorbehalt der unterschiedlichen Be-

dingungen), damit die Balkenversuche nicht zu frühzeitig - vor Schädigung der Hüllrohre - beendet werden. Ein vorzeitiger Abbruch der Versuche hätte dann voraussichtlich nur Aussagen über die Korrosion der Betonstähle BSt 420/500 in Abhängigkeit von Rißbreite, Betondeckung und Angriffsmittel gebracht. Der von außen einwirkende Korrosionsangriff wäre sicherlich noch nicht bis zu den durch Hüllrohr und Einpreßmörtel zusätzlich geschützten Spannstählen vorgedrungen.

Die Beobachtungen an dem freiliegenden Hüllrohr hatten zur Folge, daß die ursprünglich im Versuchsprogramm geplante 3-monatige Auslagerung auf fast 13 Monate verlängert werden mußte.

3.5 BEOBACHTUNGEN WÄHREND DER AUSLAGERUNG

3.5.1 Freiliegende Spannstähle und Hüllrohr

Die durch Augenschein beobachtbare Korrosion verlief an Spannstählen und Hüllrohr annähernd gleich:

- Bereits am 2. Tag der Auslagerung (1 mal befeuchtet) beginnen die mit Chloridlösung ① behandelten Proben zu rosten. An allen anderen Proben ist keine Veränderung gegenüber dem ursprünglichen Zustand festzustellen.
- Der Zustand der Proben nach 23 Tagen Auslagerung (10 mal befeuchtet) ist in Bild 3.6a festgehalten. Alle Stäbe zeigen inzwischen Korrosion, wobei ein deutlicher Einfluß der verschiedenen Angriffsmittel zu beobachten ist: Die mit Chloridlösung behandelten Stäbe ① sind am stärksten, fast über die gesamte Staboberfläche angerostet. Ein etwa gleichstarker, gegenüber ① aber deutlich geringerer Korrosionsangriff ist an den mit Nitrat- bzw. Sulfidlösung behandelten Stäben ②a , ②b und ③ sichtbar. Die nur mit Wasser befeuchteten Proben ④ und die unbehandelt ausgelagerten Proben ⑤ setzen sich nochmals deutlich von den übrigen Proben ab; auf den Stäben ④ und ⑤ war jeweils nur heller, wischbarer Flugrost vorhanden.

- In Bild 3.6b ist der Zustand der Spannstähle und des Hüllrohrs am Ende der 380-tägigen Auslagerung (110 mal befeuchtet) wiedergegeben. Die Stäbe (1) (Chloridan-griff) waren mit einer krustenartigen, zum Teil abblätternden Korrosionsschicht umgeben. Die Stäbe (2a) bis (5) waren äußerlich annähernd gleichartig mit einer geschlossenen Rost-Deckschicht überzogen; die vom Rost befreiten Stäbe geben genaueren Aufschluß über den Korrosionsangriff (Bild 3.7).

Das Hüllrohr war im mit Chloridlösung behandelten Bereich (1) an einer Stelle eingebrochen; mit leichtem Fingerdruck konnte dann der in Bild 3.6b noch stehende Restring (1) zerstört werden. In den anderen Bereichen war das Hüllrohr noch tragfähig und an keiner weiteren Stelle durchgerostet. Auffallend sind noch - wie später auch bei den Balken - die hellen Sulfid-Ablagerungen im Bereich (3) .

In den Bildern 3.7a und 3.7c sind die durch Abbürsten entrosteten Oberflächen der Stäbe mit ihren unterschiedlichen Rostnarben nach 163 bzw. 380 Tagen Auslagerung wiedergegeben. Bei der Probe (0) handelt es sich um eine nicht ausgelagerte Vergleichsprobe im ursprünglichen Zustand. Die Bilder bieten einen anschaulichen Vergleich über die Wirkung der verschiedenen korrosiven Mittel und die zeitliche Entwicklung der Korrosionsabtragung. Die Schädigungen reichen von den für Chloridkorrosion typischen tiefvernarbten Oberflächen (1) über kleine, nadelstichartige Vertiefungen ((2a) bis (4)) bis zu fast ebenmäßigem Korrosionsabtrag beim nicht behandelten Stab (5). Es ist jedoch nicht möglich, den Grad der Schädigung von Spannstählen allein durch Beurteilung der Oberflächen nach Augenschein einzustufen.

3.5.2 Beobachtungen an den ausgelagerten Balken

Die mit den Chemikalien befeuchteten Betonflächen der Balken verfärbten sich während der Auslagerung in dunklere Grau-Grün-Töne bei den Feldern (1) und (2a) bzw. in fast weiße Flächen durch Ablagerung des schwerlöslichen

CaS in Feld (3). Die Felder (2b) und (4) wurden am wenigsten farblich verändert.

Die ersten Rostfahnen zeigten sich nach kurzer Auslagerungsdauer von ca. 10 Tagen entlang den Rissen an den Seitenflächen der Balken vor allem in den Feldern (1) (Chlorid) und abgeschwächt in den Feldern (4) (Wasser); diese Felder reichten allerdings zum Teil in die mit Bügeln (\varnothing 8 mm; s = 15 cm) bewehrten Schubbereiche der Balken mit geringerer Betondeckung der Bügel.

An die bei der Auslagerung obenliegenden Betonflächen trat der Rost nur in den Feldern (1) aus, zum erstenmal bei Balken A 2/2 nach rd. 20 Tagen Auslagerung. Die unterschiedliche Ausbildung der Rostflecken an den Balkenoberflächen ist aus Bild 3.8 ersichtlich. Erstaunlicherweise waren auf Balken A 3 mit der kleinsten Betondeckung der Stäbe \varnothing 16 mm nur geringe Rostspuren sichtbar, und auch bei Balken A 2/1 mit den größten Rißbreiten bis 0,44 mm (allerdings auch mit großen Betondeckungen) blieben die Rostflecken im Vergleich mit den Balken A 2/2 und A 1 verhältnismäßig gering.

Bei allen Balken wurden Längsrisse (bis zu 30 cm lang, Rißbreite \approx 0,1 mm) über den außenliegenden Betonstählen festgestellt. Diese Risse traten jeweils nur in den Feldern (1) auf, verursacht durch Sprengwirkung der rostenden Betonstähle. Das Aufquellen der Korrosionsschichten bei Chlorideinfluß ist in Bild 3.6b ersichtlich.

3.6 UNTERSUCHUNGEN NACH AUSLAGERUNG

Die Auslagerung der Balken wurde nach 380 Tagen beendet, nachdem das in Parallelversuchen ausgelagerte, freiliegende Hüllrohr in dem mit Chloridlösung behandelten Bereich durch Korrosion zerstört war. Die Belastung und die Vorspannung der Balken wurde schrittweise gelöst durch Entspannen der Spannstangen gegenüber den Stahlträgern und Nachlassen der Spannanker an den Balkenenden. Anschließend wurde die Bewehrung in den Balken durch Abspitzen der Betondeckung freigelegt.

3.6.1 Karbonatisierung des Betons

Beton ist in der Regel nicht so dicht, daß die zur Korrosion erforderliche Feuchtigkeit und Sauerstoff nicht eindringen könnten. Wenn keine speziellen Korrosionsmittel einwirken, gilt der Korrosionsschutz von einbetonierten Stählen als gewährleistet, solange der pH-Wert des Porenwassers über 9 liegt. Der Stahl wird durch eine geschlossene Oxyd-Deckschicht, die im Bereich $\text{pH} \approx 9$ bis 13 beständig ist, vor Korrosion geschützt.

Durch die Einwirkung des CO_2 aus der Luft kann der pH-Wert im Beton unter den kritischen Wert $\text{pH} = 9$ absinken. Diese Karbonatisierung des Betons geht von allen von der Außenluft umgebenen Oberflächen aus; durch die Rißspalten kann sie eventuell schnell bis zu der Bewehrung vordringen, wo dann der "aktive" Korrosionsschutz verloren geht.

Die Karbonatisierung des Balkens A 2/1 (mit max. Rißbreiten $\approx 0,5$ mm) wurde durch den Indikatortest mit Phenolphthalein ermittelt. Die auf die frischen Betonbruchflächen in Höhe der Stahleinlagen aufgestrichene 1 %ige Phenolphthaleinlösung färbt den Beton mit $\text{pH} \geq 9,3$ intensiv rot, während der karbonatisierte Beton mit $\text{pH} < 8,3$ farblos bleibt. Die Eindringtiefe der Karbonatisierung wurde bei Balken A 2/1 von den Außenflächen her mit 2 bis 5 mm gemessen (Alter des Betons 570 Tage), während an den Rißflanken im Balken (Risse ca. 390 Tage geöffnet) keine Karbonatisierung festgestellt wurde.

3.6.2 Zustand der Bewehrung und der Hüllrohre

In den Bildern 3.9 und 3.10 sind die aus den Balken freigelegten Betonstähle und Hüllrohre wiedergegeben. Da die Roststellen auf dem Foto nicht gut erkennbar sind, sind diese mit Angabe ihrer Länge (in cm) und mit Bezug zu den Rissen in den Bildern 3.2 bis 3.5 eingetragen.

Bei den Balken A 1, A 2/2 und A 3 mit max. Rißbreiten $\leq 0,2$ mm waren jeweils starke Roststellen in den Feldern ① (Chlorid) vorhanden. Die Hüllrohre waren jedoch an keiner Stelle vollständig durchgerostet. In den restli-

chen Feldern wurden nur zwei kleine Roststellen, jeweils in Feld (2b) (1 % Nitratlösung), festgestellt.

In den Feldern (4) waren die Hüllrohre durch Aufschrauben eines jeweils größeren Hüllrohres gestoßen worden; die Länge der Hüllrohre konnte damit beim Einbau teleskopartig auf die genaue Länge von Ankerplatte zu Ankerplatte eingestellt werden. Die mit selbstklebendem Stoffklebeband abgedichteten Kopplungsstellen und die verschraubten Hüllrohre (das innere Rohr an der Außenfläche und das äußere Rohr an der Innenfläche) waren jeweils angerostet. Ebenso waren bei allen Balken die oberen, also in der Zugzone liegenden Bügelschenkel, über denen regelmäßig ein Riß verlief, in den Feldern (1) (Chlorid) jeweils stark und in den Feldern (4) (Wasser) entsprechend geringer, korrodiert worden. In den Feldern (2) und (3) waren keine Bügel angeordnet (Bereich $M = \text{const.}$).

Beim Balken A 2/1 mit max. Rißbreiten bis 0,55 mm waren Betonstähle und Hüllrohr entsprechend stärker angegriffen: Im Feld (1) war das Hüllrohr an zwei Stellen vollständig durchgerostet und in den restlichen Feldern waren jeweils mehrere kleine, örtlich auf die Kreuzungspunkte mit den Rissen begrenzte Roststellen sichtbar.

3.6.3 Zustand der Spannstähle

Die Hüllrohre Nr. 2 (A 1), Nr. 5 (A 2/2) und Nr. 11 (A 2/1) wurden in Längsrichtung aufgeschnitten und die darin enthaltenen Spannstähle freigelegt. Dabei wurden folgende Beobachtungen gemacht:

- Die Hüllrohre waren streckenweise nicht vollständig mit Einpreßmörtel ausgefüllt. Dies wurde eventuell dadurch begünstigt, daß das Einpressen des Mörtels nicht von der tiefsten Spanngliedlage in Balkenmitte, sondern von der festen Ankerplatte aus erfolgte. Die Forderung der Spannbetonrichtlinien wurde bei den Versuchen bewußt verletzt, da man in den mittleren Untersuchungsbereichen der Balken eine Störstelle (in Form einer Einfüllöffnung) für Rißentwicklung und Korrosion vermeiden wollte.

- Die Innenflächen der Hüllrohre waren metallisch blank mit Ausnahme zweier durchbrochener Stellen bei Balken A 2/1 in Feld ① und einiger punktartiger leichter Rostansätze an Berührungsstellen der Spannstähle mit den Wellen der nicht vollständig ausgepreßten Hüllrohre.
- Es konnte nicht festgestellt werden, ob die von der Betonoberfläche ausgehenden Biegerisse sich auch innerhalb des Hüllrohres im Einpreßmörtel fortpflanzten. In diesem Zusammenhang wird auf [6] verwiesen.
- Die Spannstähle des Balkens A 2/1 waren in Feld ① zum Teil stark angegriffen: an 4 Einzelstellen waren die für Chloridkorrosion typischen Lochfraßnarben mit Tiefen von 0,42 bis 0,75 mm vorhanden. Sonst konnte bei keinem der Spannstähle ein Hinweis auf eine von außen her einwirkende Korrosion beobachtet werden.
- Bei einem Spannstahl aus Hüllrohr Nr. 5 (Balken A 2/2) wurden auf fast ganzer Stablänge, bei anderen Stäben nur vereinzelt, leichte punktartige Rostansätze an den Berührungsstellen mit dem Hüllrohr festgestellt.
- Für die Messung der Stahldehnung beim Vorspannen waren auf einigen Spannstählen Dehnmeßstreifen aufgeklebt. Die elektrischen Meßleitungen wurden, um sie beim Einbau, Vorspannen und Auspressen zu schützen, im Abstand von rd. 50 cm mit einem Klebeband auf dem entsprechenden Spannstahl umwickelt. Die gesamten vom Klebeband abgedeckten Stahlflächen waren ebenmäßig rostig.

3.7 UNTERSUCHUNGEN AN PROBEN

3.7.1 Röntgenfluoreszenzanalyse

Um festzustellen, ob die korrosiven Mittel durch das Hüllrohr bis zu den Spannstählen vordringen konnten, wurden an herausgeschnittenen Proben Röntgenfluoreszenzanalysen zum qualitativen Nachweis der Elemente Chlor und

Schwefel durchgeführt. Die Spannstahlproben wurden aus dem nach Augenschein am stärksten geschädigten Stahl Nr. 11.1 (aus Hüllrohr 11, Balken A 2/1) aus den verschiedenen Feldern, jeweils an Stellen mit bereits sichtbarer Korrosion (z. B. in Feld ①) bzw. an den breitesten Rissen entnommen. Die Ergebnisse der Analyse (Tabelle 3.1) bestätigen die Beobachtungen nach Augenschein:

- Von den untersuchten korrosiven Mitteln drang nur die Chloridlösung in den breitesten Rissen ($w = 0,20$ bis $0,44$ mm, Balken A 2/1) durch das Hüllrohr bis zu den Spannstählen vor. Bei Rissen $w < 0,2$ mm waren die Hüllrohre zum Teil stark angerostet; es waren aber keine Cl-Ionen an der Innenfläche der Hüllrohre oder gar an den Spannstählen festzustellen.
- Schwefel wurde nur an der Hüllrohraußenfläche nachgewiesen. Auch bei großen Rißbreiten $w = 0,35$ bzw. $0,40$ mm konnte kein Schwefel in die Hüllrohre gelangen.
- An den punktförmigen Rostansätzen auf den Spannstählen waren keine Cl- bzw. S-Ionen nachzuweisen.

3.7.2 Zugversuche an den Betonstählen

Die den Balken entnommenen Betonstähle wurden in je 3 Zugproben aufgeteilt, die während der Auslagerung verschiedenen korrosiven Mitteln (Chlorid-, Nitrat- und Sulfidlösungen) ausgesetzt waren. In Zugversuchen mit Feindehnungsmessungen wurden die 0,2-Grenze, Höchstlast und Bruchdehnung ermittelt. Die Meßbasis für die Stahldehnungen war bei allen Stäben einheitlich 100 mm lang gewählt, wobei die Meßstrecke jeweils in den nach Augenschein am stärksten angerosteten Teil der Stäbe gelegt wurde. Als typisches Beispiel der kontinuierlich aufgenommenen Kraft-Dehnungs-Linien sind in Bild 3.11 die Messungen an den Stäben Nr. 1 und Nr. 3 ($\varnothing 10$ mm, Balken A 1) wiedergegeben.

Die Ergebnisse der Zugversuche (vgl. Tabelle 3.2) zeigen, daß die Stäbe je nach Angriffsmittel differenziert geschädigt wurden. Wenn man die Festigkeitswerte der nach Augenschein am geringsten veränderten Stäbe aus den Feldern (3) und (4) als Vergleichsmaß gleich 100 setzt, erhält man für die Stäbe mit Nitrateinfluß (Felder (2a) und (2b)) etwa gleich große Tragfähigkeiten und im Mittel etwas geringere Bruchdehnungen. Bei den unter Chlorideinfluß gerosteten Stählen fallen die Festigkeiten maximal auf 86 % und die Bruchdehnungen A_{10} sehr ausgeprägt bis auf 40 % der Vergleichswerte ab.

In Bild 3.12 sind die Festigkeitswerte für die unter Chlorideinfluß ausgelagerten Stäbe in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser dargestellt. Wie erwartet sind dünne Stäbe anfälliger gegen Korrosion als dicke Stäbe; die unterschiedlichen Rißbreiten scheinen die Ergebnisse nur zweitrangig zu beeinflussen.

3.7.3 Dauerschwingversuche an Spannstählen

Da die Spannstähle im Vergleich zu den Betonstählen während der Auslagerung besser gegen Korrosion geschützt waren, hätten statische Zugversuche wahrscheinlich keine ausreichend differenzierenden Aussagen über deren Zustand gebracht. Eine bessere Beurteilung ist durch Dauerschwingversuche möglich, da sich hier Korrosionskerben oder andere Schädigungen deutlicher mitteilen.

Für die aus den Balken entnommenen Spannstähle wurden die Prüfspannungen nach dem Smith-Diagramm der Spannstahlzulassung (Bild 3.13) wie folgt gewählt:

- Mittelspannung $\sigma_m = 1000 \text{ N/mm}^2$ (entspricht der Vorspannung im Balken)
- Schwingbreite $2 \cdot \sigma_A = 400 \text{ N/mm}^2$.

In welchem Maße der unbehandelte Spannstahl hinsichtlich seiner Dauerschwingfestigkeit bei unterschiedlicher Mittelspannung den Angaben der Zulassung entsprach, konnte nicht überprüft werden. Es war aber zu vermuten, daß bei der gewählten hohen Mittelspannung und Schwingbreite Brüche an Stäben mit Korrosionskerben im Zeitfestigkeits-

bereich zu erwarten sein würden und daß eine Differenzierung hinsichtlich Angriffsmittel und Schädigungsgrad möglich würde.

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche sind in Tabelle 3.3 zusammengefaßt und in Bild 3.14 dargestellt. Die Dauerschwingversuche wurden an a) unbehandelten, b) frei ausgelagerten und c) bei der Auslagerung einbetonierten Stäben durchgeführt. Der Zustand der Stäbe a) und b) ist in Bild 3.7 ersichtlich, die Beobachtungen an den einbetonierten Stäben sind in Abschnitt 3.6.3 beschrieben.

Wegen der geringen Probenzahl und der streuenden Bruchlastspielzahlen sind nur orientierende Aussagen möglich. Bei den frei ausgelagerten Stäben ist eine Differenzierung nach Angriffsmittel und Korrosionsgrad gegeben. Chlorideinfluß führte zur geringsten Bruchlastspielzahl. Die mit Nitratlösungen behandelten Stäbe waren noch deutlich geschädigt, während die mit Sulfidlösung und Wasser behandelten Stäbe gegenüber unbehandelten Stählen nicht mehr stark abfielen.

Auch bei den aus den Balken entnommenen Proben führte der Chlorideinfluß zur kleinsten Bruchlastspielzahl. Nur die Stäbe des Balkens A 2/1, der eine größte Rißbreite von 0,44 mm aufwies, wurden durch die Chloridlösung angegriffen, während die Stäbe aus Balken A 2/2 mit $\max w = 0,15$ mm nicht geschädigt wurden. Die Rißbreite übte also einen entscheidenden Einfluß auf Geschwindigkeit und Ausmaß der Chloridkorrosion aus. Alle weiteren Proben aus Bereichen mit den anderen Korrosionsmitteln erbrachten ungefähr die gleichen Bruchlastspielzahlen. Daraus kann man ableiten, daß in diesen Fällen die Korrosionsmittel Nitrat- und Sulfidlösung keine größere Korrosionswirkung als Freibewitterung mit Feuchte auf die im Einpreßmörtel eingebetteten Spannstähle ausgeübt haben. Auch für die Korrosionsmittel 2a, 2b, 3 und 4 zeigten die Proben aus dem Balken A 2/1 mit den breiten Rissen die geringeren Bruchlastspielzahlen.

Beim Abbau der Balken wurde festgestellt, daß die Hüllrohre zum Teil unvollständig mit Einpreßmörtel ausgefüllt waren. Die Berührungspunkte zwischen Hüllrohr und Spannstahl zeichneten sich durch leichte Rostansätze an der Innenseite der Hüllrohre bzw. auf den Spannstählen ab. Ob derartige Herstellungsmängel eine Gefahr für die Spannstähle darstellen, konnte bei den hier untersuchten Balken wegen der verhältnismäßig kurzen Auslagerung nicht festgestellt werden; von keiner dieser Stellen war ein Ermüdungsbruch ausgegangen.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Bei der teilweisen Vorspannung wird der Zustand II planmäßig eintreten. Wegen der größeren Korrosionsempfindlichkeit der hochfesten Spannstähle im Vergleich zu Betonstahl ist der Dauerhaftigkeit besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die vorliegende Arbeit setzte sich zum Ziel, einen Beitrag zur Klärung des Riß- und Korrosionsverhaltens zu leisten. Hierzu wurden Belastungs- und Korrosionsversuche an teilweise vorgespannten Balken mit den Abmessungen 20 x 40 x 330 cm durchgeführt. Die Hauptvariable war der Vorspanngrad, der von $\lambda = \chi = 0$ (Stahlbeton) beginnend auf $\chi = 0,3; 0,4$ und rd. $0,6$ gesteigert wurde. Mit der Verringerung der schlaffen Bewehrung wurde der Tragkraft-Anteil des Spannstahls entsprechend erhöht, so daß die Balken etwa gleiche rechnerische Biegetragfähigkeiten besaßen.

Bei den Belastungsversuchen wurde die Gebrauchslast in 6 Laststufen aufgebracht; anschließend wurden die Balken einem Dauerschwingversuch mit zunächst 50 000 Lastwechseln mit Unterlast $F_u = 0,5 \cdot \text{zul } F$ und Oberlast $F_o = \text{zul } F$ und dann weiteren 50 000 Lastwechseln mit erhöhter Oberlast $F_o = 1,2 \cdot \text{zul } F$ unterworfen. Bei den einzelnen Laststufen und je nach 1 000, 5 000, 10 000, 20 000 und 50 000 Lastwechseln wurden die Verformungen der Balken und die Rißbreiten an den Betonoberflächen gemessen.

Die Ergebnisse der Belastungsversuche stimmten mit den rechnerischen Werten gut überein bzw. entsprachen den Erwartungen:

- Die Rißlasten der Balken sind nach der Größe der Vorspannung verschieden;
- die gemessenen Durchbiegungen zeigen die erwartete größere Biegesteifigkeit der vorgespannten Balken gegenüber dem nur schlaff bewehrten Balken.

An den Balkenseitenflächen wurden umfangreiche Rißbreitenmessungen in verschiedenen Höhenlinien durchgeführt. Die Messungen bestätigen, daß sich gerade teilweise vorgespannte Balken hinsichtlich der Rißbreiten am günstigsten verhalten, da sowohl der Vorteil der Vorspannung (die den Beginn der Rißbildung verzögert) und der Vorteil einer guten Verbundwirkung der schlaffen Bewehrung (wodurch die Risse gleichmäßig verteilt werden und klein bleiben) genutzt wird.

In den anschließenden Korrosionsversuchen waren die Balken gegen Stahlträger verspannt und in umgekehrter Lage (gerissene Zugzone nach oben) 380 Tage lang im Freien, mit Schutz gegen direkte Bewitterung, ausgelagert. Die maximalen Rißbreiten betrugen bei drei Balken $\max w = 0,2 \text{ mm}$ und bei einem Balken $\max w = 0,55 \text{ mm}$. Die Zugzone der Balken wurde jeweils in 5 Felder unterteilt, die mit verschiedenen korrosiven Mitteln (Chlorid-, Nitrat-, Sulfidlösungen) 2 mal pro Woche (insgesamt 110 mal) besprüht wurden. Um evtl. Ablagerungen in den Rissen auszuspülen und zur Verstärkung der Korrosion wurden die Balken außerdem 18 mal direktem Regen ausgesetzt.

Die durch den konzentrierten Angriff einsetzende Korrosion an Bewehrungsstäben und Hüllrohr zeichnete sich durch Rostfahnen ab, die zuerst an den Seitenflächen und später auch an den oberen Betonflächen austraten. In den mit Chloridlösung behandelten Feldern der Balken entstanden außer der starken Rostverfärbung der Oberflächen auch jeweils Längsrisse im Beton über den außenliegenden Bewehrungsstäben, die durch Sprengwirkung der rostenden Stäbe verursacht wurden. In den mit Wasser behandelten bzw. frei bewitterten Feldern waren nur geringe Rostaustritte und in den mit Nitrat- bzw. Sulfidlösungen behandelten Feldern keine Veränderungen der Betonoberflächen erkennbar. Der stark unterschiedliche Korrosionsangriff war auch bei den in Parallelversuchen frei ausgelagerten

Spannstahl- und Hüllrohrabschnitten ersichtlich. Die Veränderungen reichten von geringer ebenmäßiger Korrosion bis zu rd. 0,5 mm tiefen Lochfraßnarben bei Chlorideinfluß. Die Auslagerung der Balken wurde nach 380 Tagen beendet, als das 0,2 mm dicke, frei ausgelagerte Hüllrohr im Bereich der Chloridbehandlung ganz durchgerostet war.

Nach dem Freilegen der Bewehrung wurden folgende Beobachtungen bzw. Untersuchungen gemacht:

- 1) Der Indikatortest mit 1 %iger Phenolphthaleinlösung ergab, daß der Beton nur von den Außenflächen her max. 5 mm tief karbonatisiert war. An den Rißflanken und längs der Stäbe wurden keine karbonatisierten Betonzone festgelegt.
- 2) Die Betonstähle waren nach Angriffsmittel unterschiedlich stark korrodiert worden. Bei den unter Chlorideinfluß gerosteten Stäben wurde durch statische Zugversuche ein Abfall der Tragfähigkeiten bis auf 86 % und der Bruchdehnungen bis auf 40 % ermittelt. Wie erwartet waren die dünnen Stäbe \varnothing 10 mm relativ stärker geschädigt als die dicken Stäbe \varnothing 16 mm. Die mit Nitrat- und Sulfidlösungen behandelten Stäbe bzw. die Stäbe im frei bewitterten Bereich zeigten keinen Festigkeitsabfall.
- 3) Das Hüllrohr war bei einem Balken mit Rißbreiten $w = 0,20$ bis $0,44$ mm und dort nur im Feld mit Chlorideinwirkung durchgerostet; bei Rißbreiten $w < 0,2$ mm waren die Hüllrohre jeweils äußerlich angerostet. In den übrigen Feldern mit Nitrat- oder Sulfidbehandlung und in den frei bewitterten Flächen waren praktisch nur unbedeutende Korrosionserscheinungen festzustellen.
- 4) Eine meßbare Schädigung der Spannstähle - sichtbar durch bis zu $0,72$ mm tiefen Lochfraßnarben und deutlich verminderte Lebensdauer im Dauerschwingversuch - trat nur in den durchgerosteten Hüllrohren (Chlorid-

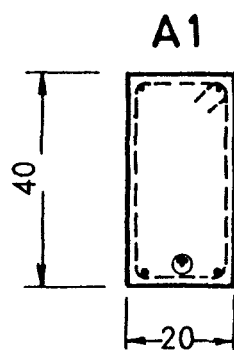
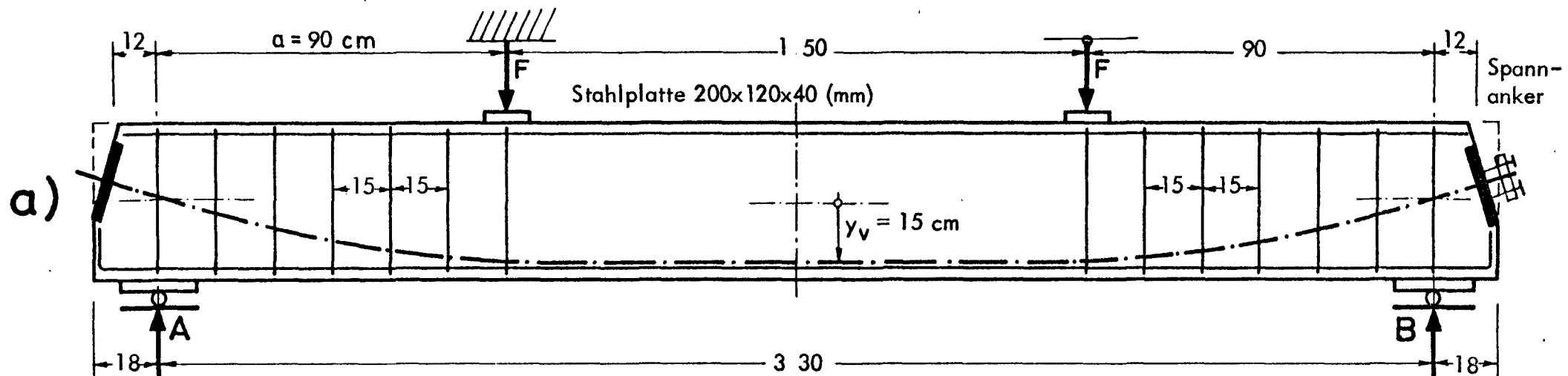
behandlung, Rißbreiten $w > 0,2 \text{ mm}$) auf. Bei allen anderen Angriffsmitteln bzw. bei Rißbreiten $w < 0,2 \text{ mm}$ waren keine Schädigungen festzustellen.

- 5) An Berührungsstellen zwischen Hüllrohr und Spannstahl in nicht vollständig ausgefüllten Hüllrohren sowie unter Klebebändern (aus versuchstechnischen Gründen angeordnet) waren Rostansätze sichtbar. An keiner dieser Stellen waren die Spannstähle meßbar geschädigt worden.

5. SCHRIFTTUM

- [1] DIN 4227, Teil 1, 12.79 "Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung".
- [2] Walther, R. und Bhal, N.S.: Teilweise Vorspannung. DAfStb-Heft 223, 1973.
- [3] Bachmann, H.: Partial Prestressing of Concrete Structures. IVBH-Berichte S.11-79, Nov. 1979.
- [4] DIN 4227, Teil 2, Entwurf 3.81 "Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit teilweiser Vorspannung".
- [5] Caflisch, R. und Thürlimann, B.: Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Bericht Nr. 6504 des Instituts für Baustatik, ETH Zürich, März 1970.
- [6] Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U. und Hagen, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. DAfStb-Heft 310, 1980.

)



2 $\varnothing 10$
4 $\varnothing 7$



2 $\varnothing 12$
2 $\varnothing 7$



2 $\varnothing 16$
2 $\varnothing 7$

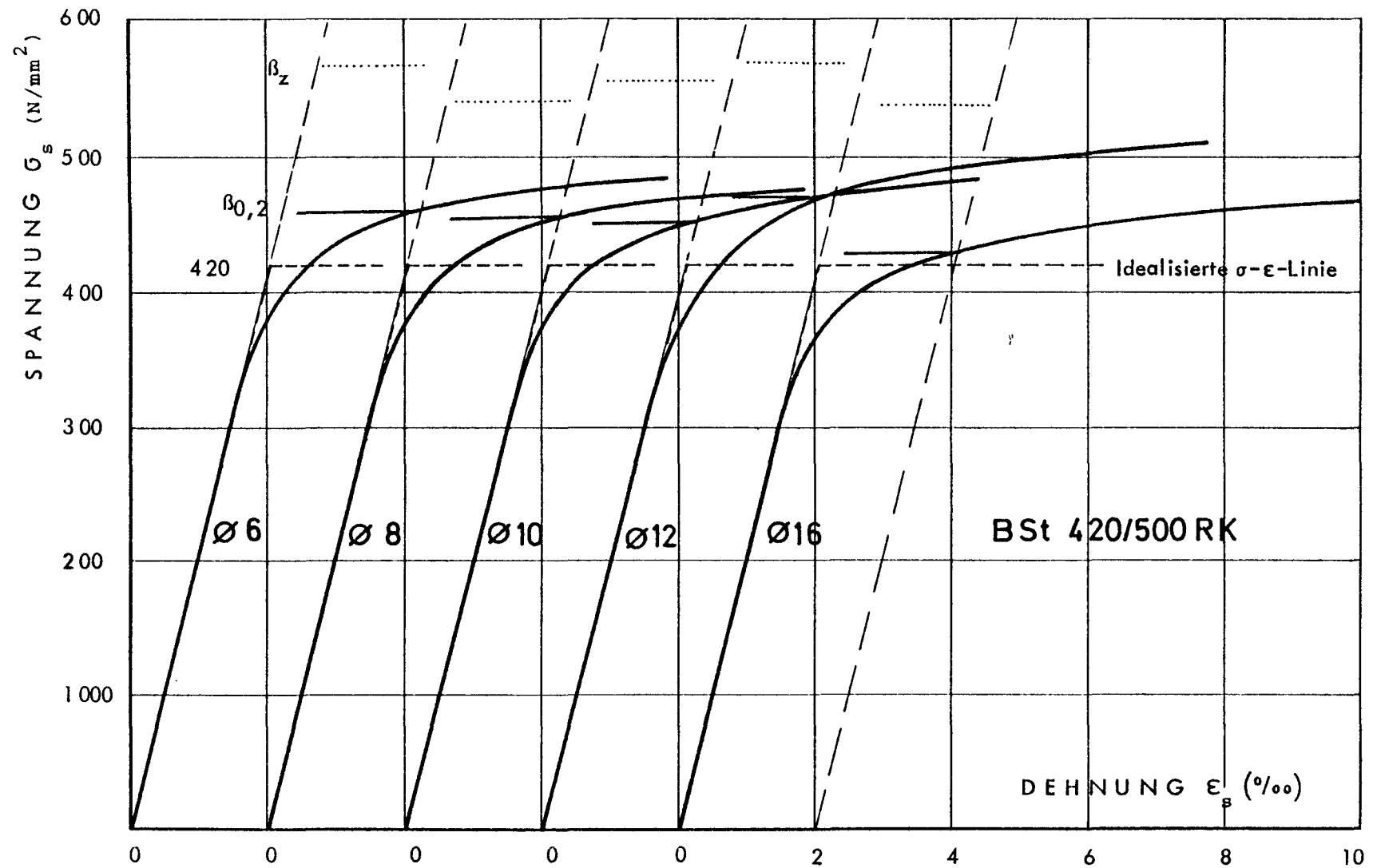


Bezeichnung der Balken
obere Bewehrung 2 $\varnothing 6 \text{ mm BSt 420/500 RK}$
Bügel $\varnothing 8 \text{ mm BSt 420/500 RK}$
 $s = 15 \text{ cm im Schubbereich}$

BEWEHRUNG:
3 $\varnothing 16$ Betonstahl BSt 420/500 RK
- Spannstahl St 1470/1670

2.1 1/1

Bild 2.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchsbalken



2.2 1/2

Bild 2.2 Spannungs-Dehnungslinien des Betonstahls

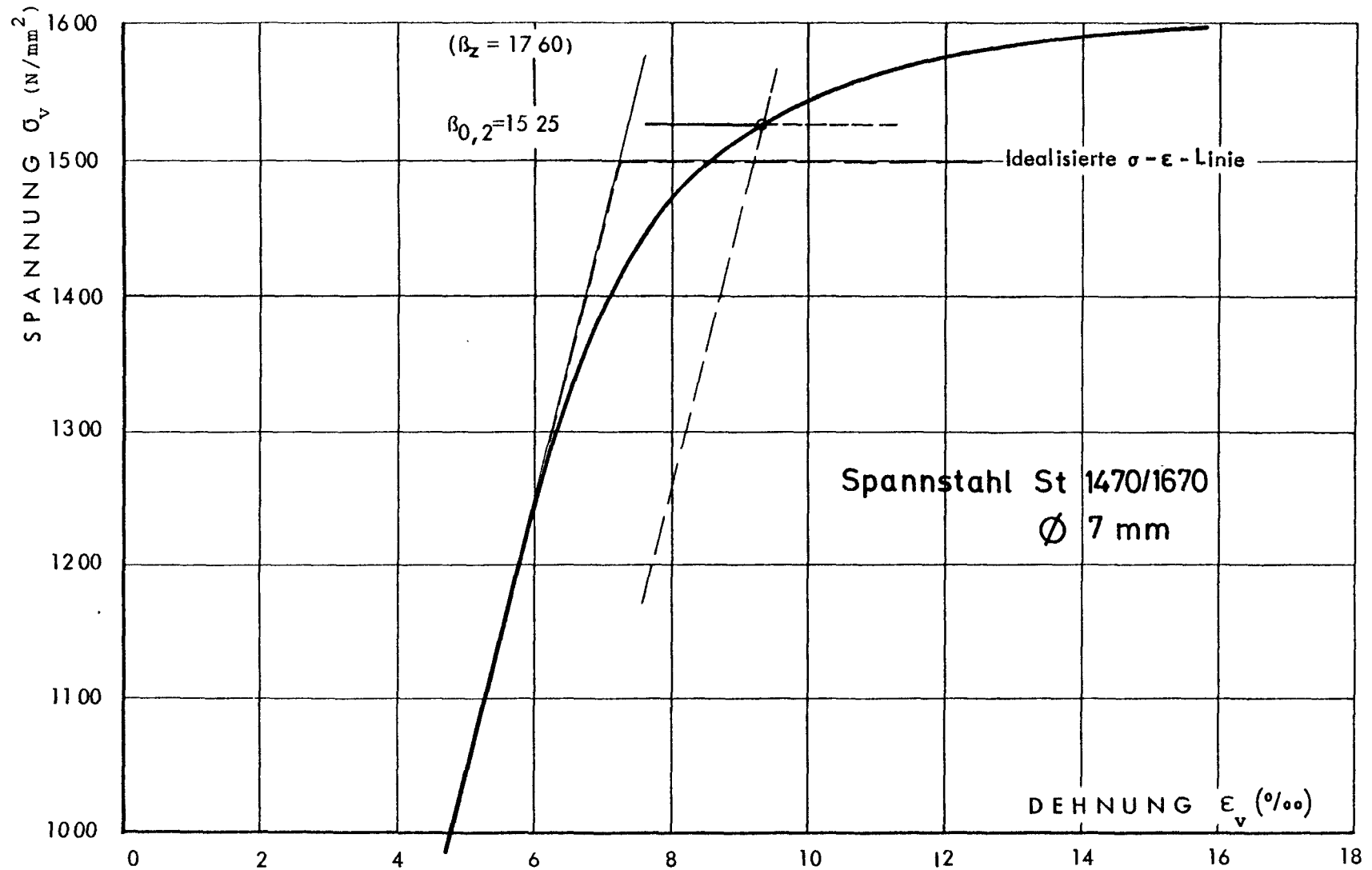


Bild 2.3 Spannungs-Dehnungslinie des Spannstahls

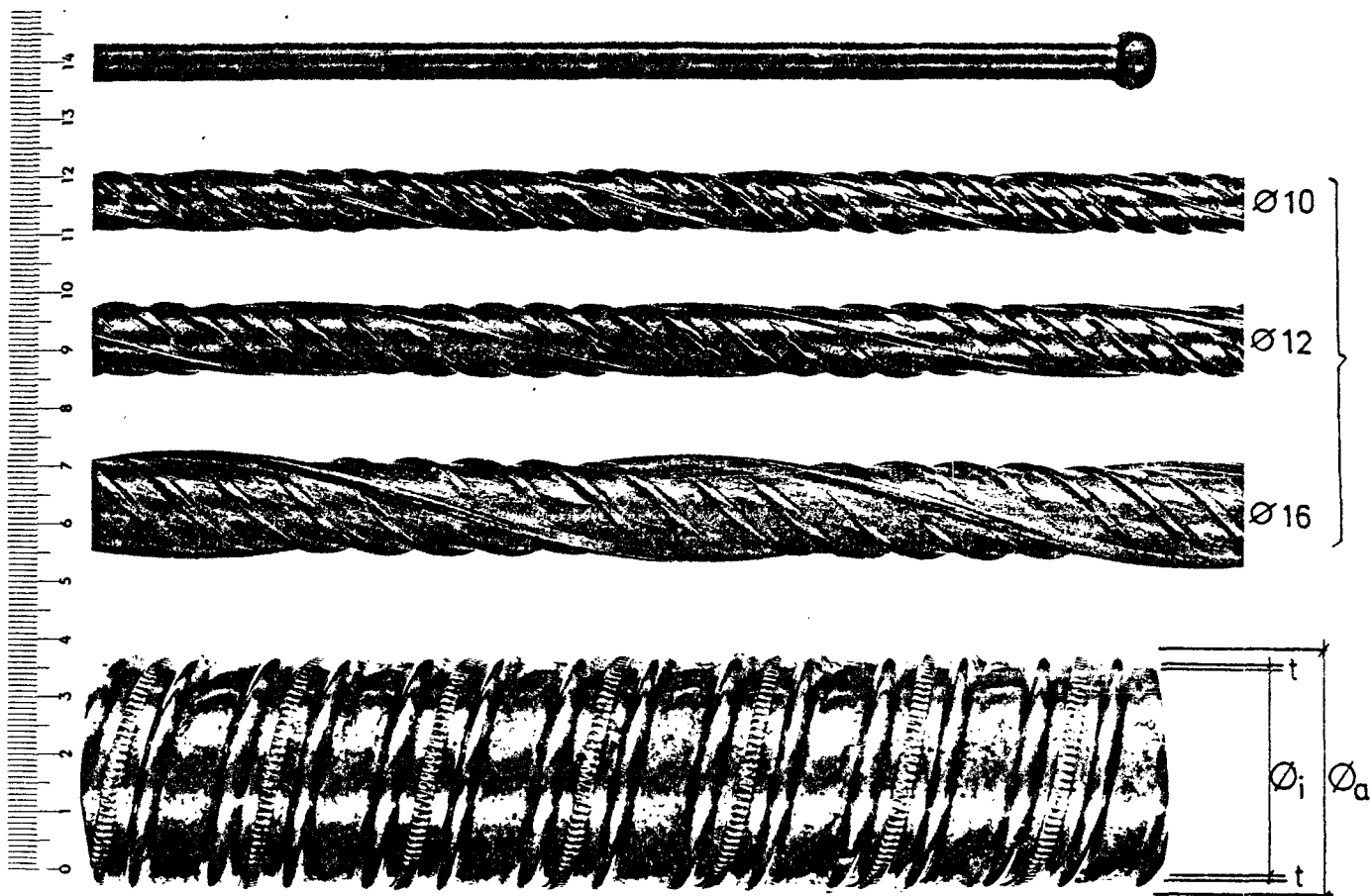


Bild 2.4 Spannstahl, Betonstähle und Hüllrohr

2.4

1.2

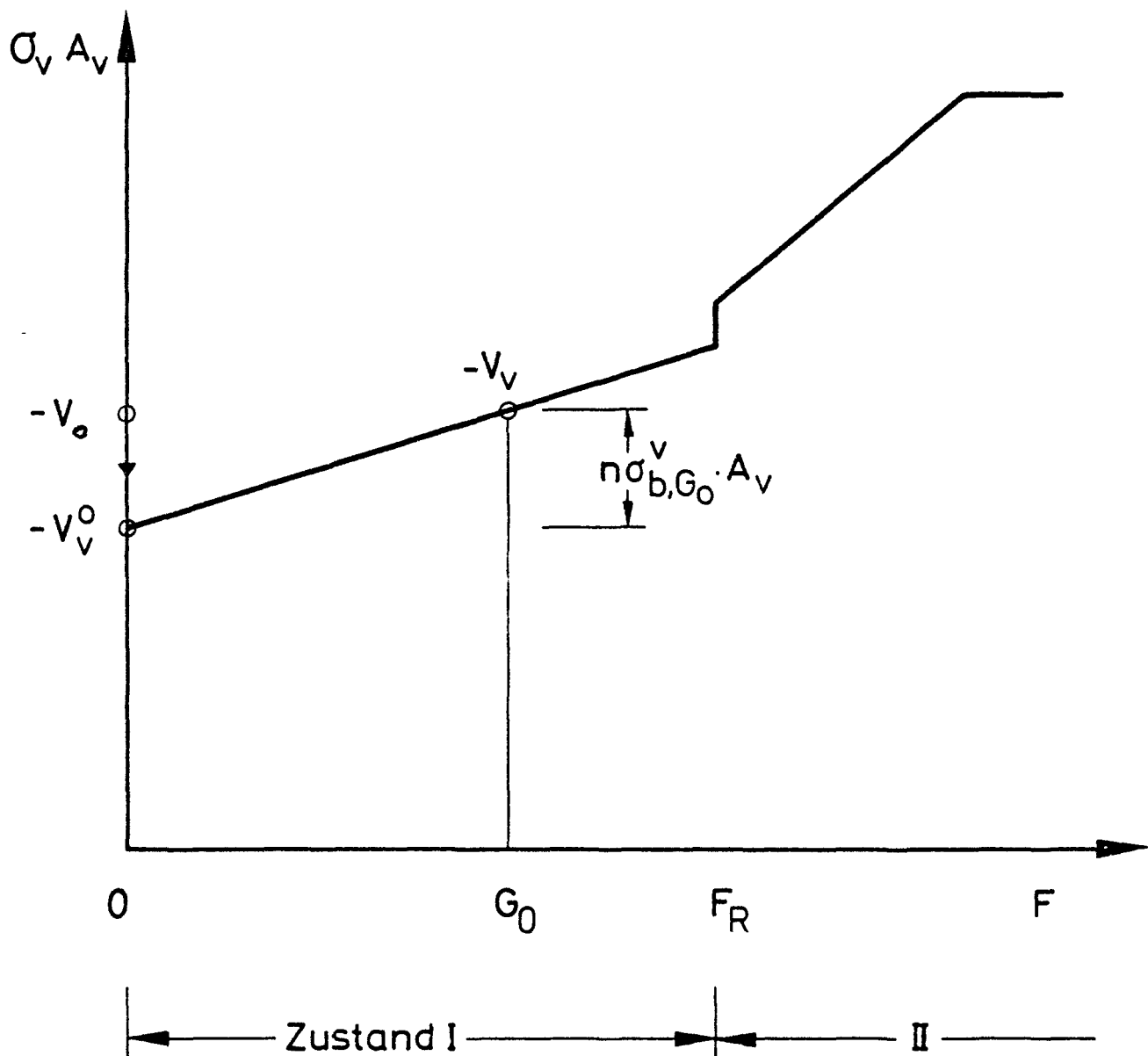
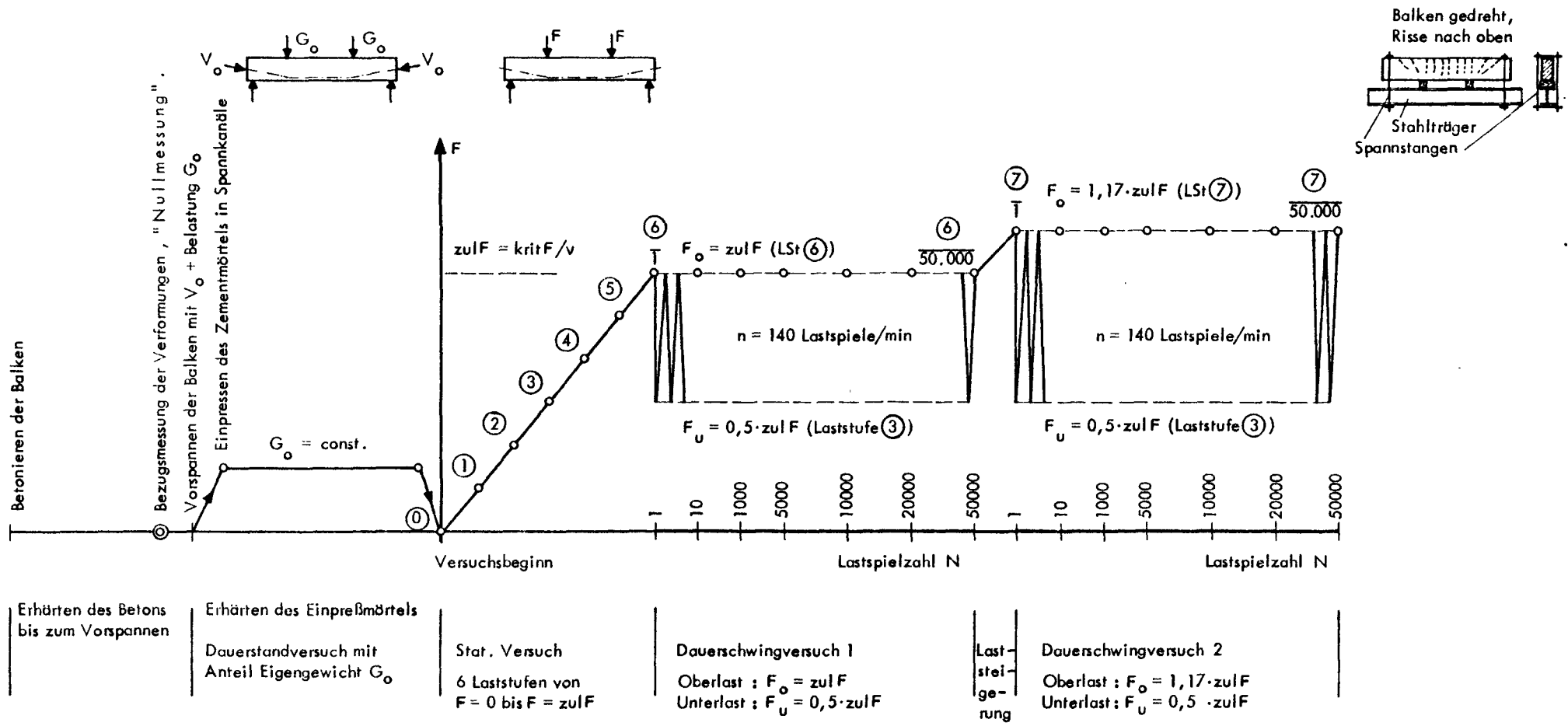


Bild 2.5 Schematischer Zusammenhang zwischen Vorspannkraft und Last



DAUER DER VERSUCHE :

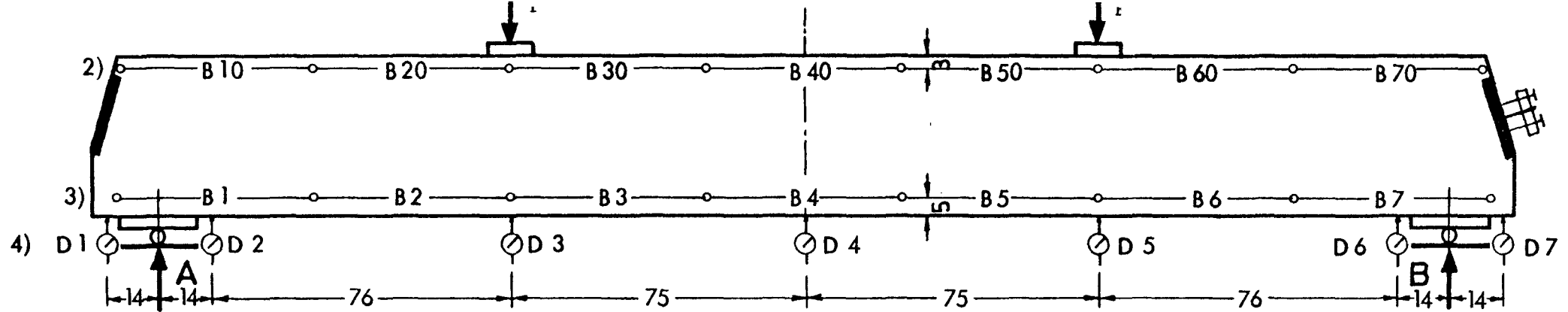
TEIL I : STATISCHE UND DYNAMISCHE BELASTUNGSVERSUCHE

TEIL II : KORROSION

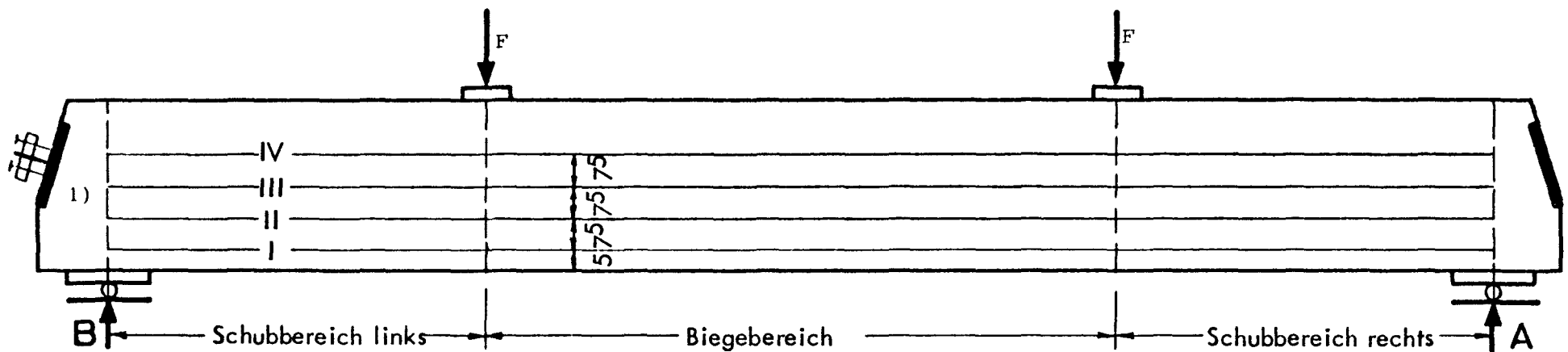
Balken	A 1	A 2/1	A 3	A 2/2	16 Tage	21 Tage	24 Tage	10 Tage	ca. 1,5 bis 2 Stunden	Gesamte Versuchsdauer je Balken jeweils 3 Tage	Dauer der Auslagerung ca. 12 Monate
					41 Tage						

Bild 2.6 Zeitlicher Ablauf der Versuche

2.6 ganze Seite



- 2) B 10 - B 70 Meßstellen für Betondehnungen oben
 3) B 1 - B 7 Meßstellen für Betondehnungen unten, im Zustand II über Risse hinweg gemessen
 4) D 1 - D 7 Meßuhren für Durchbiegungen
- Meßbasis
 $l = 500 \text{ mm}$



- 1) Rißmessungen an der Balkenrückseite an 4 Meßlinien I bis IV.

2.7 1/1

Bild 2.7 Meßstellen für Betondehnungen und Durchbiegungen
 sowie Rißmeßlinien auf der Balkenrückseite

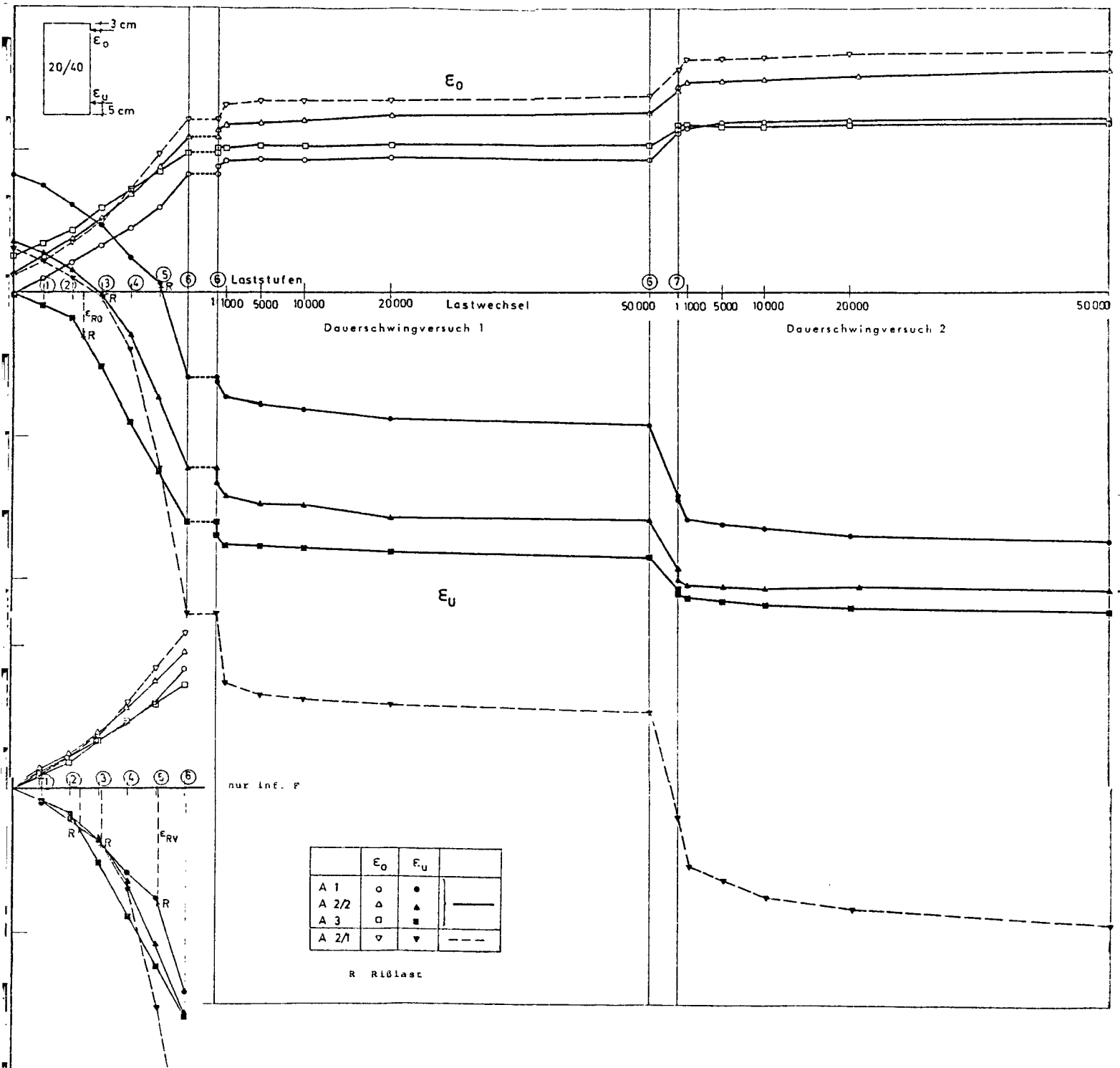


Bild 2.8 Mittlere Betondehnung im Biegebereich

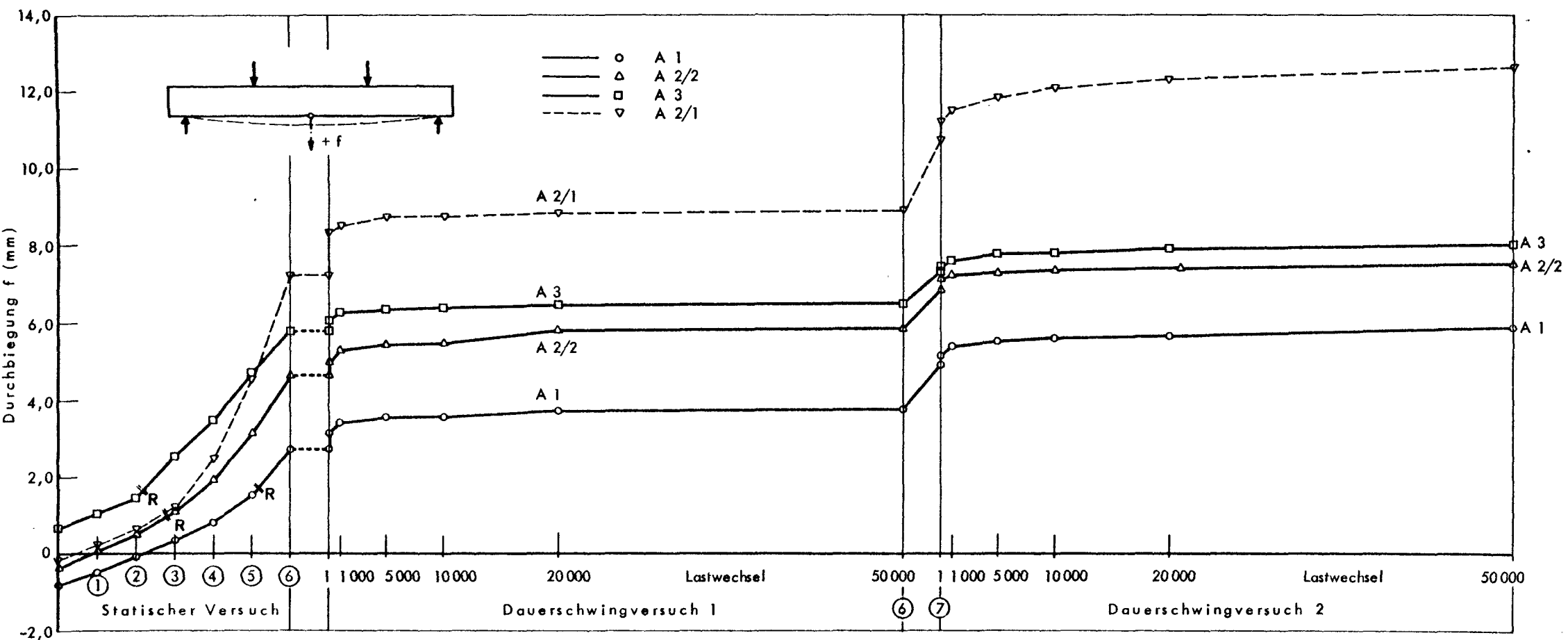


Bild 2.9 Durchbiegungen in Feldmitte

$$c = \frac{\sigma_R}{\sqrt[3]{\beta_w^2}}$$

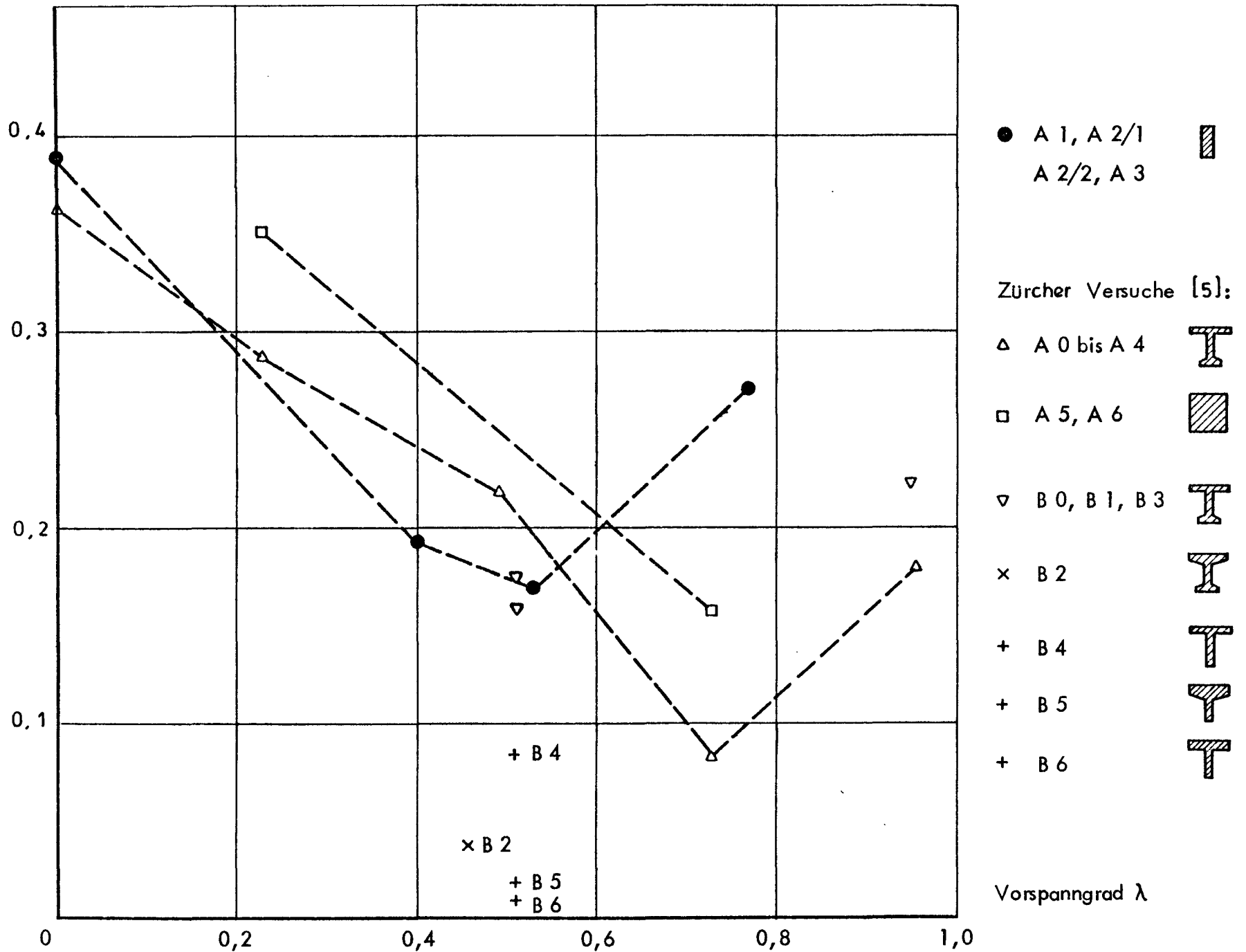


Bild 2.10 Betonzugspannungen bei der Rißlast

2.10 1/1

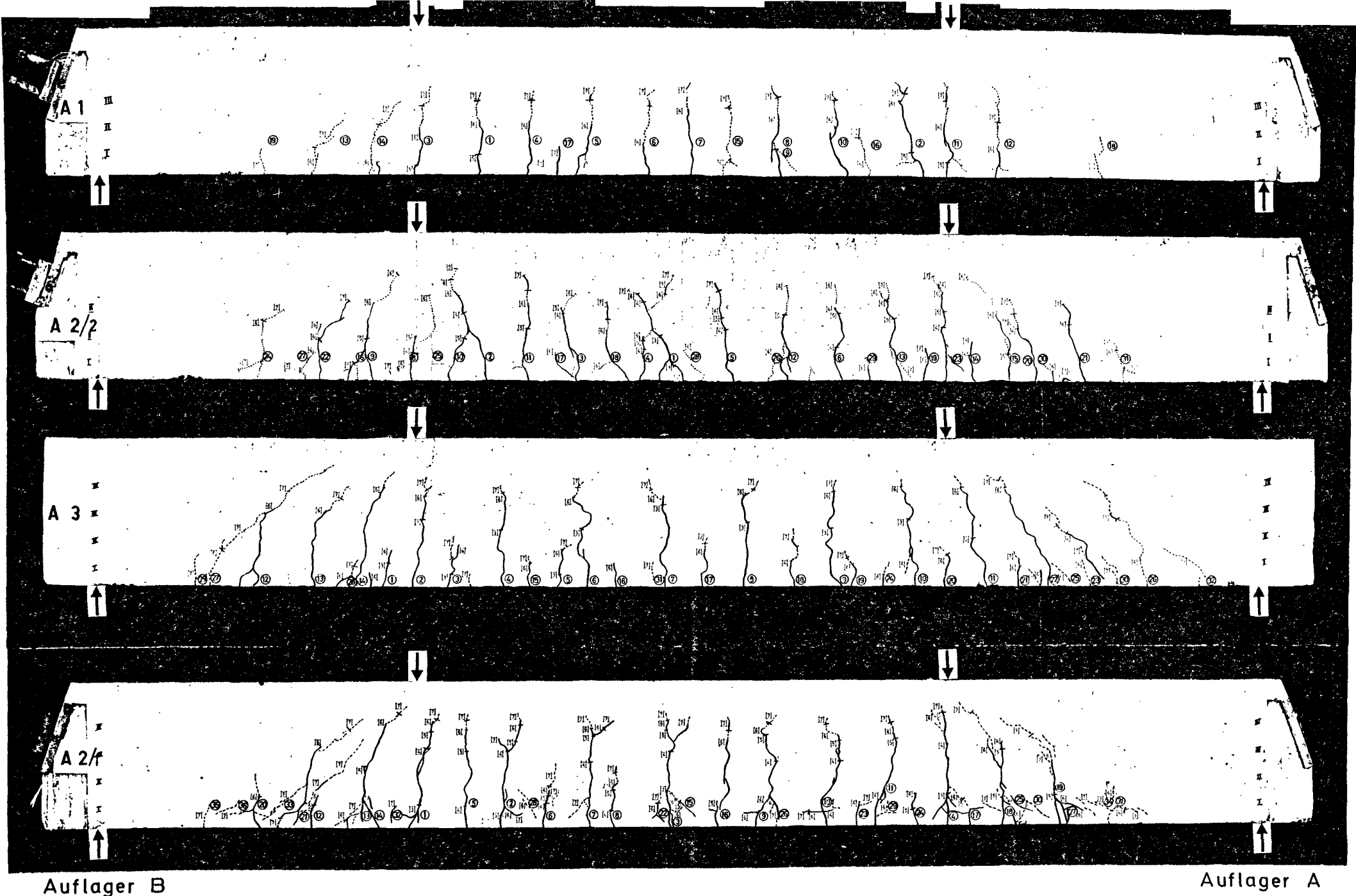


Bild 2.11 Rißbilder der Balken

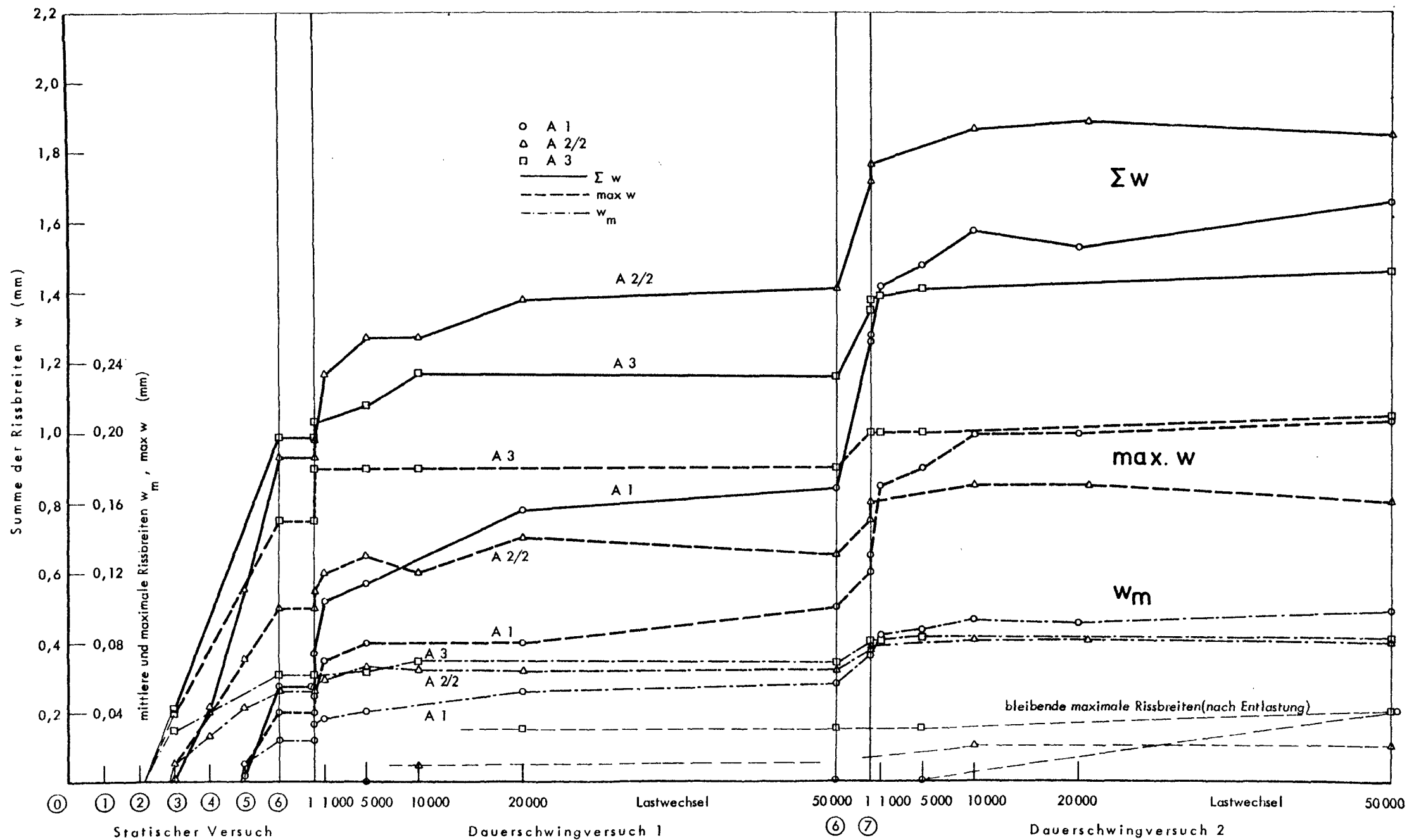
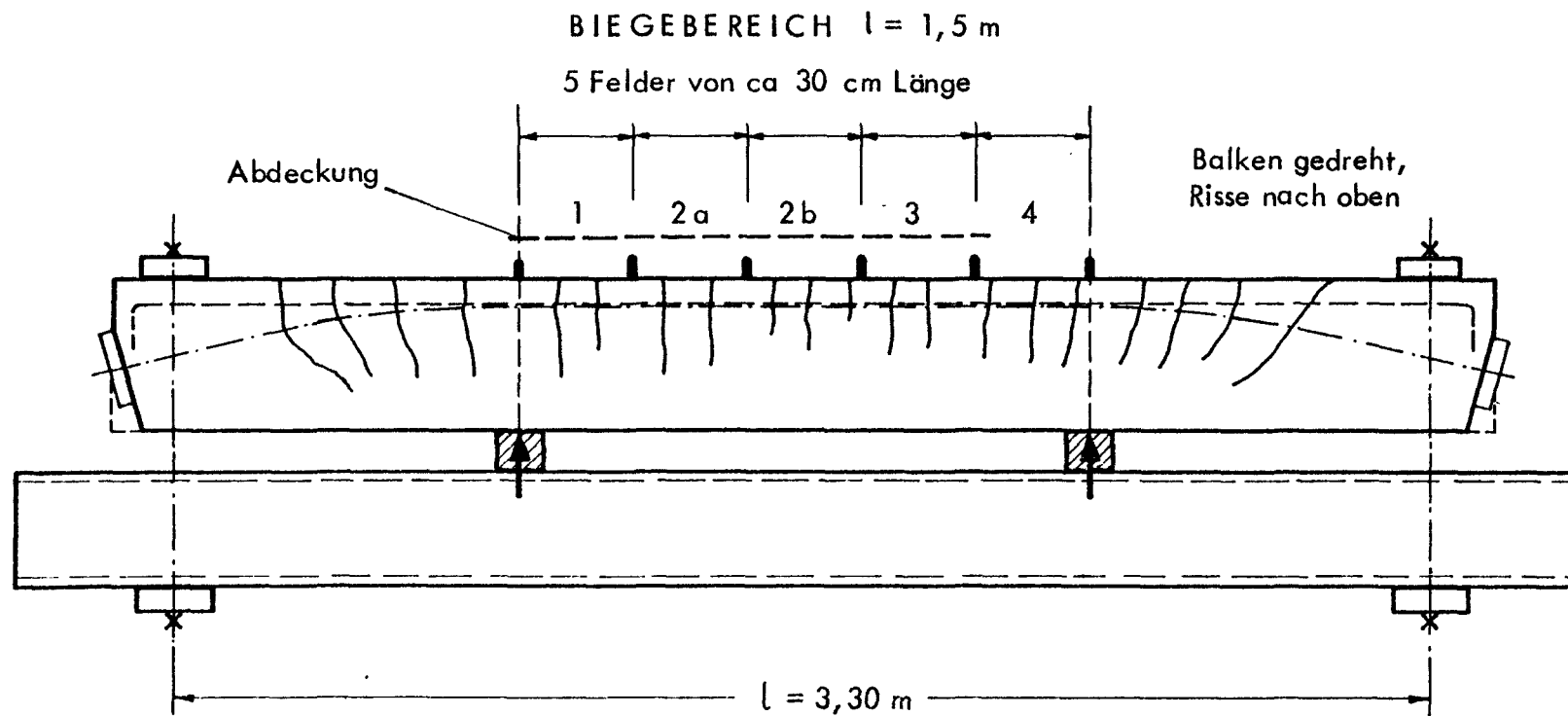


Bild 2.12 Rißbreiten in Höhe der Bewehrung

2.12 ganze Seite



Korrosive Mittel:	Feld	1	: Gesättigte $\text{Ca} \cdot \text{Cl}_2$ -Lösung	(Chlorid)
	"	2a	: 10% -ige $\text{Ca} \cdot (\text{NO}_3)_2$ -Lösung	(Nitrat)
	"	2b	: 1% -ige $\text{Ca} \cdot (\text{NO}_3)_2$ -Lösung	(Nitrat)
	"	3	: Gesättigte $\text{Ca} \cdot \text{S}$ -Lösung	(Sulfid)
	"	4	: Wasser	(Wasser)

Durchbiegung und Rißbreiten wie bei Laststufe 7 ($\hat{=}$ 1,17 zul F)

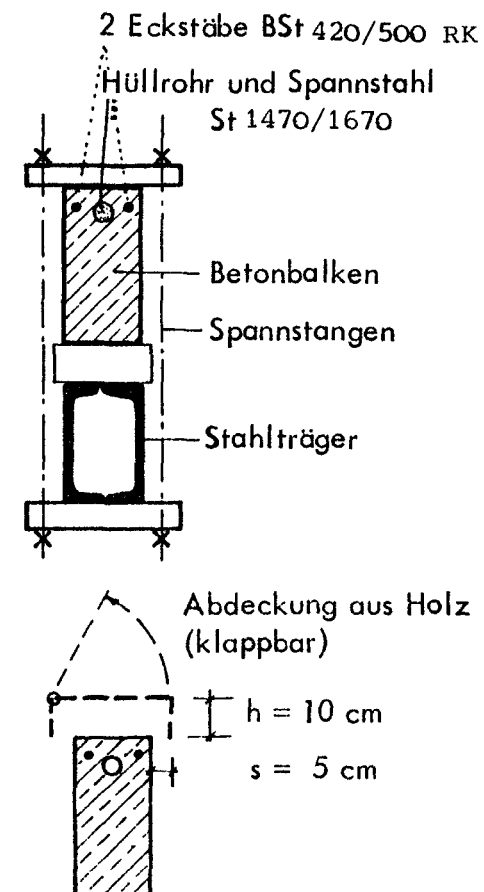


Bild 3.1 Lagerung der Balken bei den Korrosionsversuchen

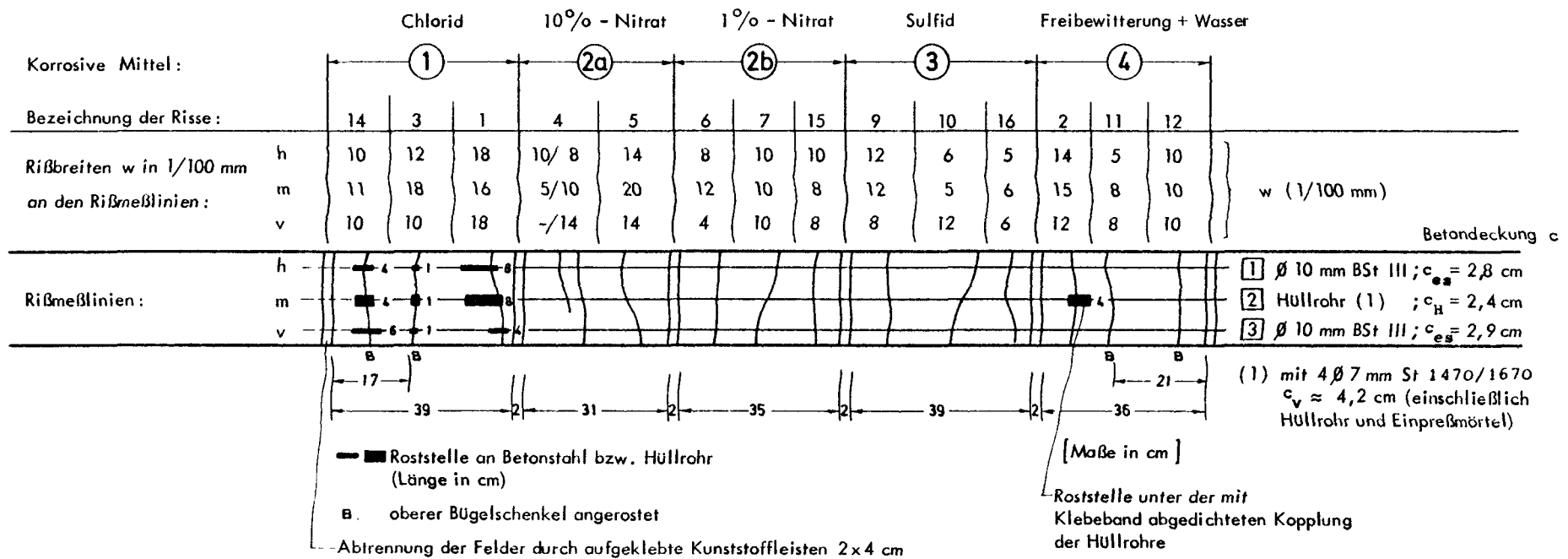
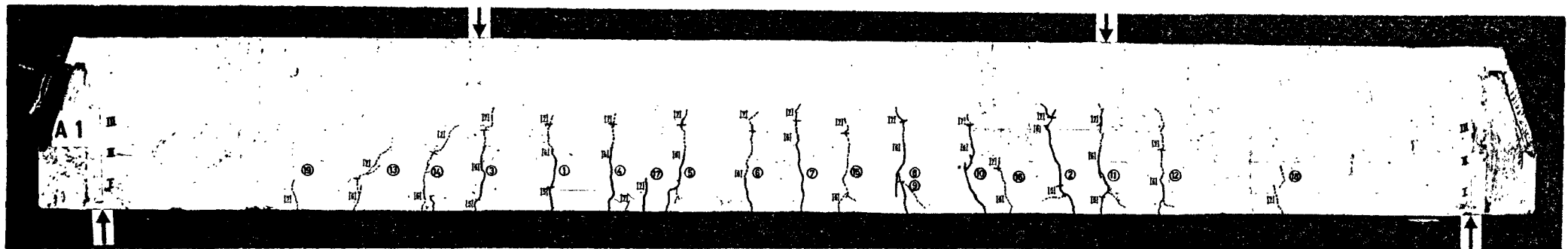


Bild 3.2 Verlauf und Breiten der Risse bei Balken A 1

3.2 page 5 of 10

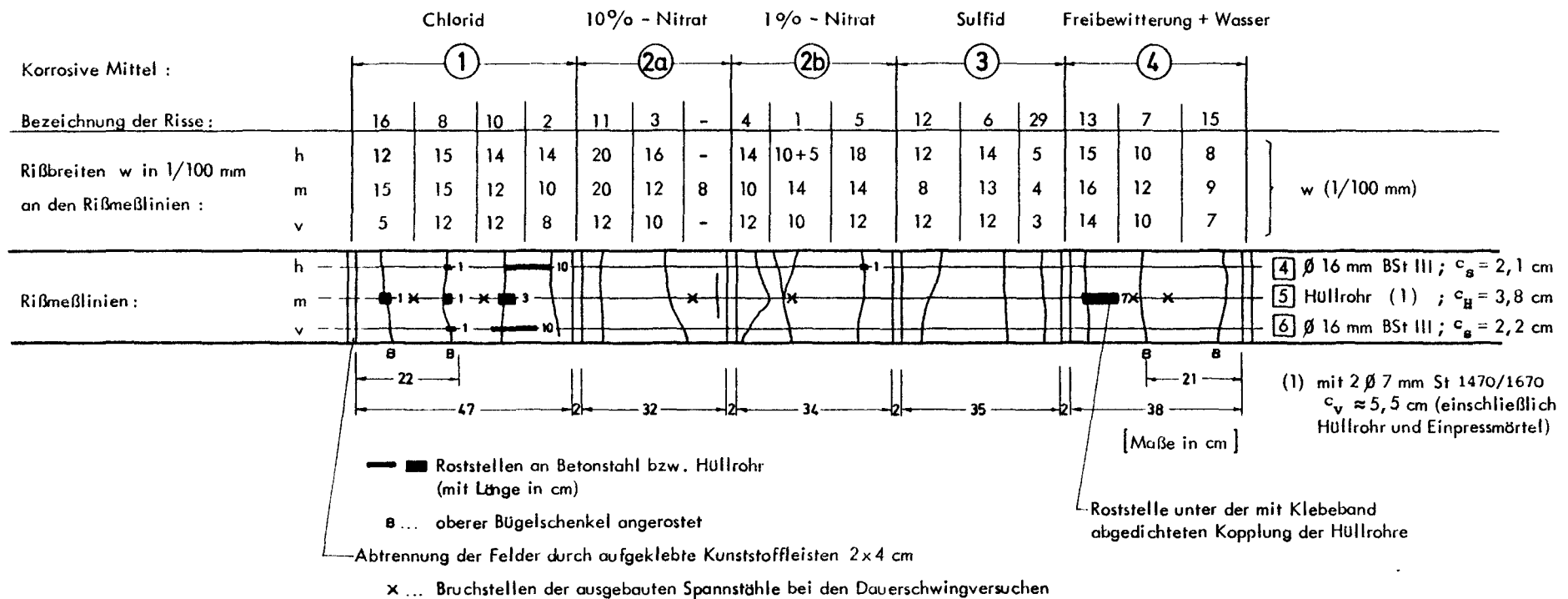
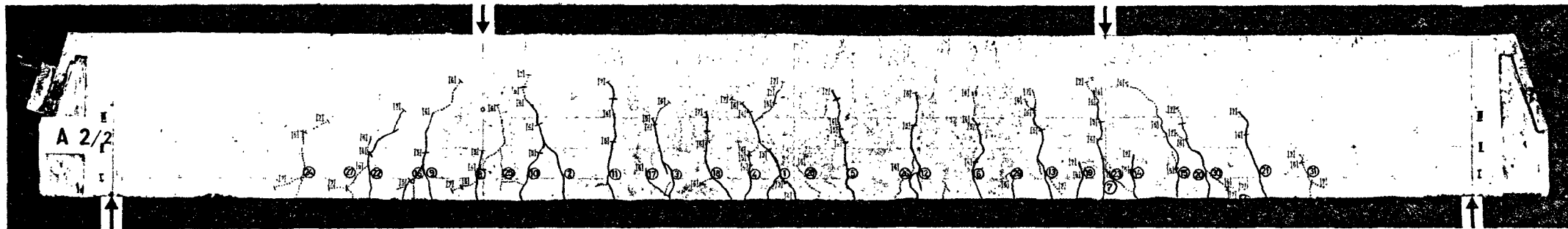


Bild 3.3 Verlauf und Breiten der Risse bei Balken A 2/2

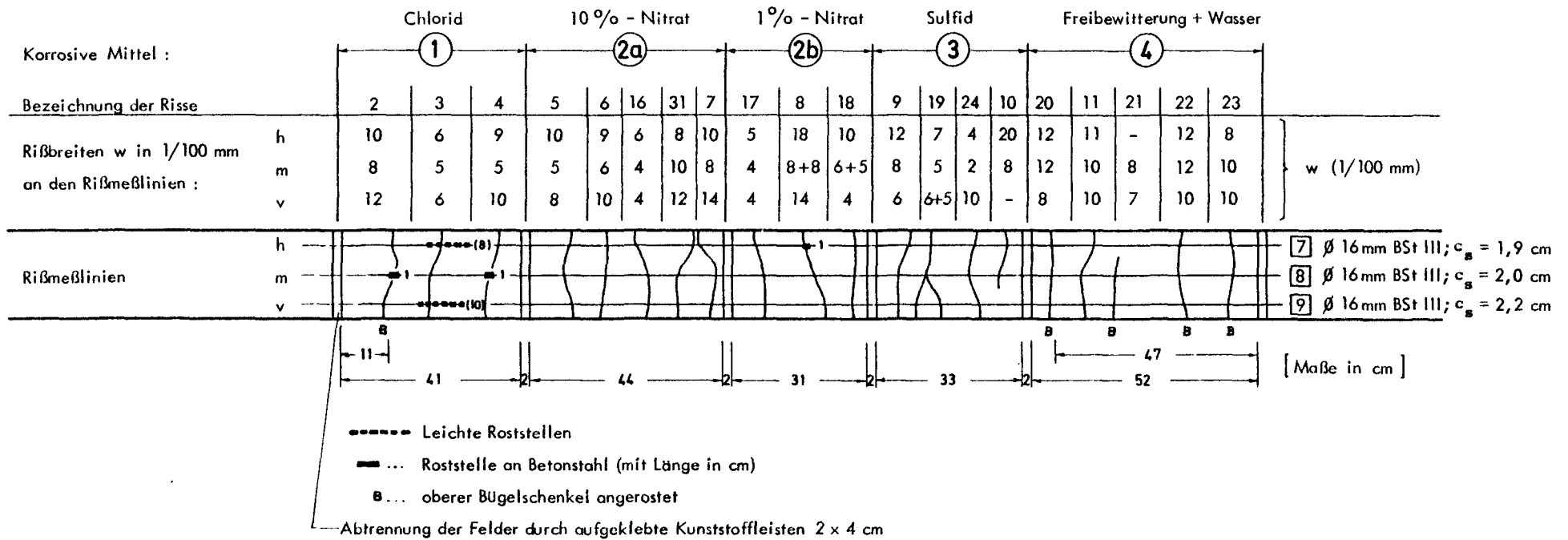
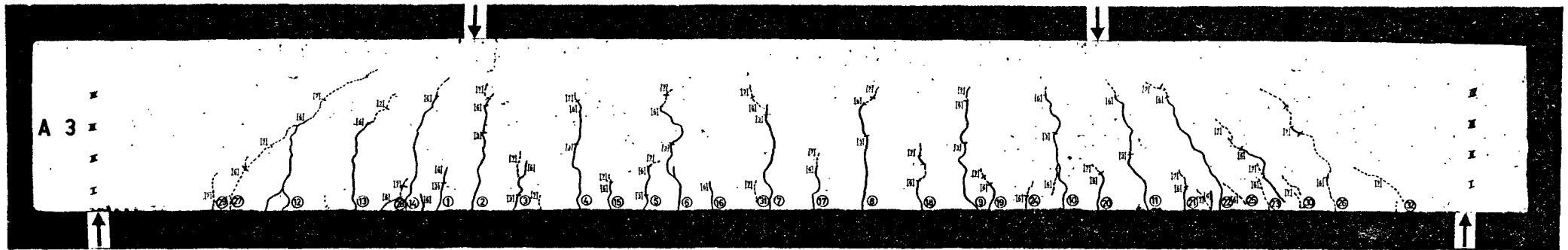


Bild 3.4 Verlauf und Breiten der Risse bei Balken A 3

3.4 ganze Seite quer

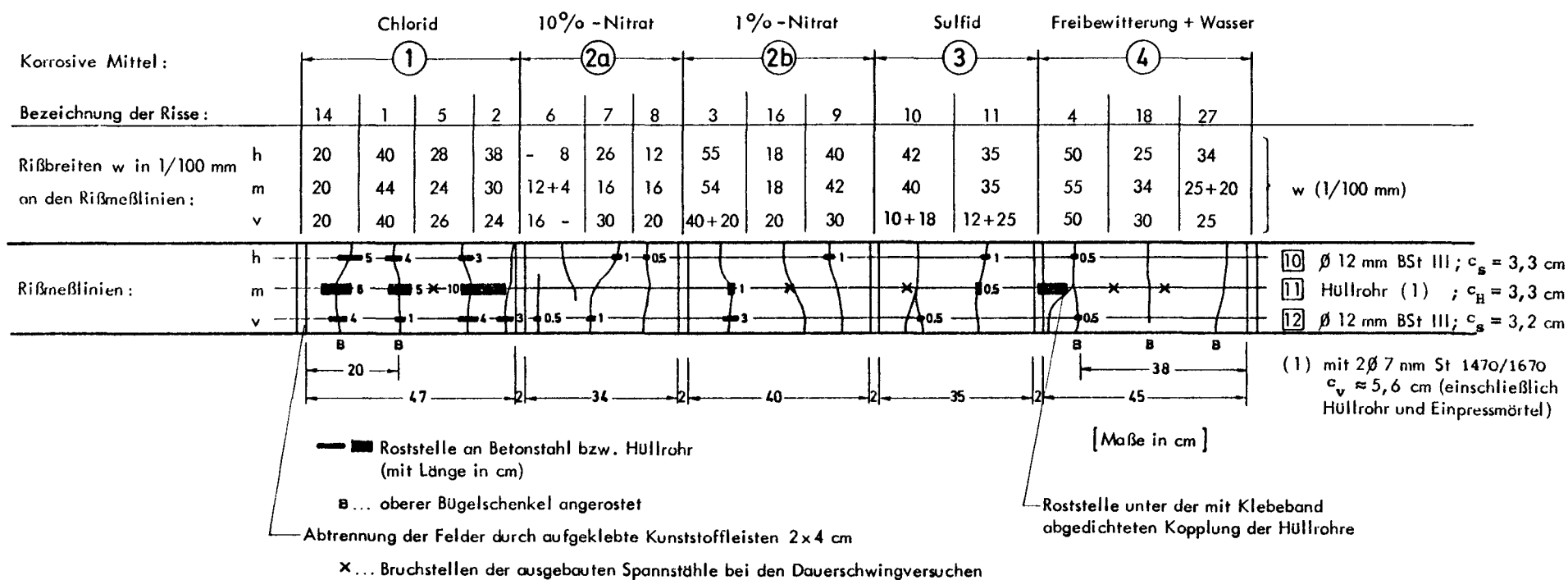
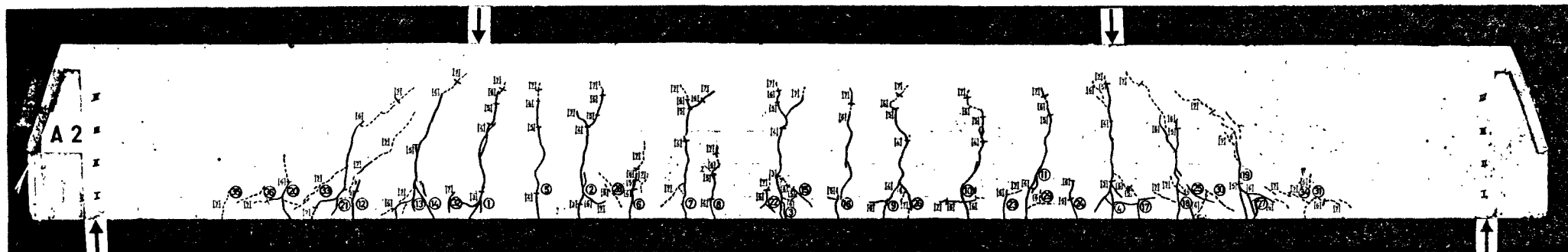
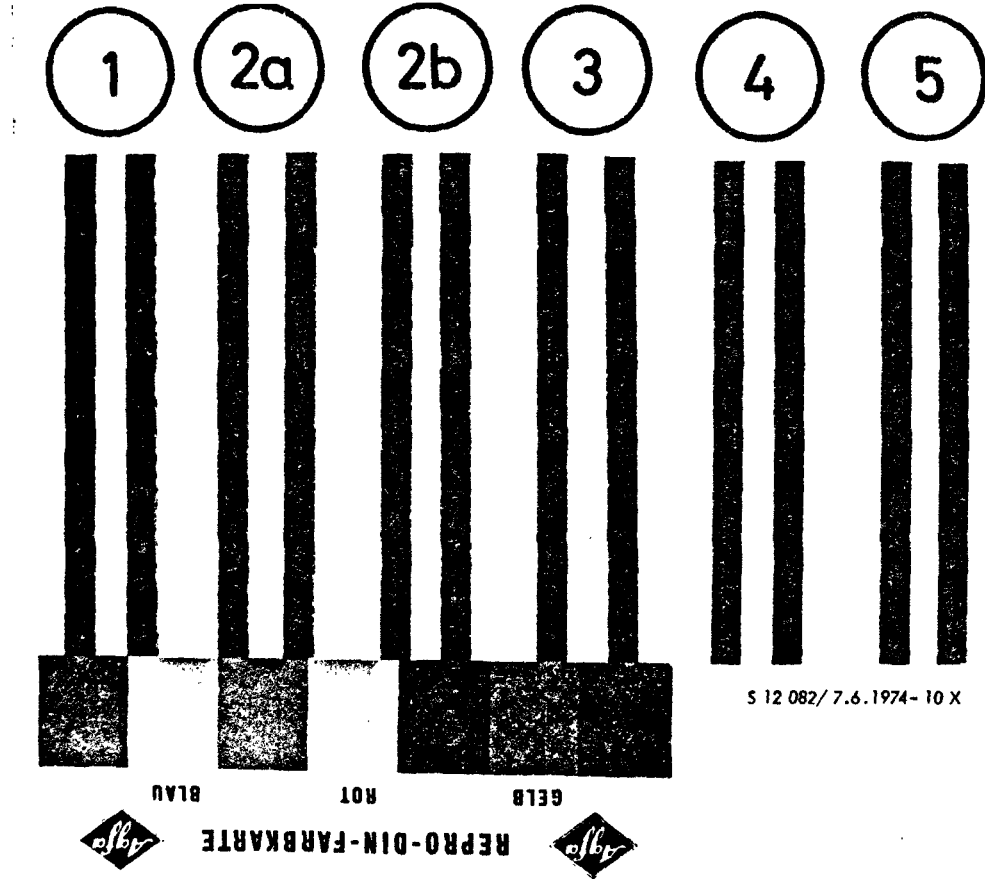
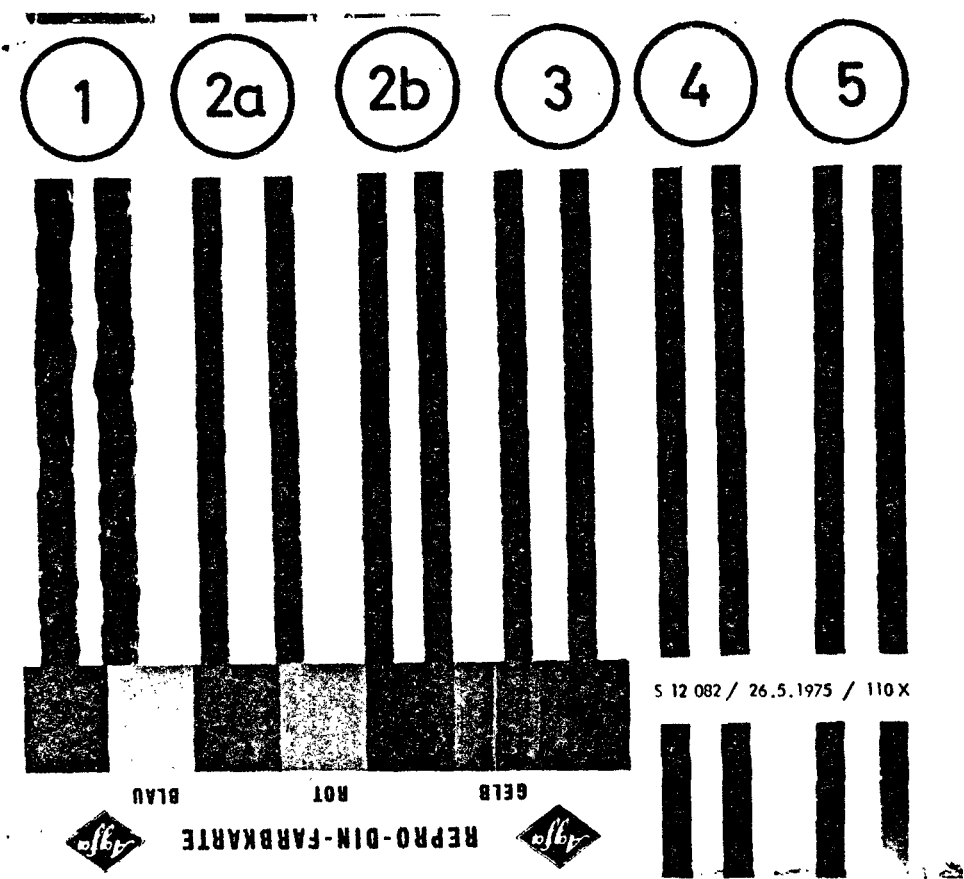


Bild 3.5 Verlauf und Breiten der Risse bei Balken A 2/1

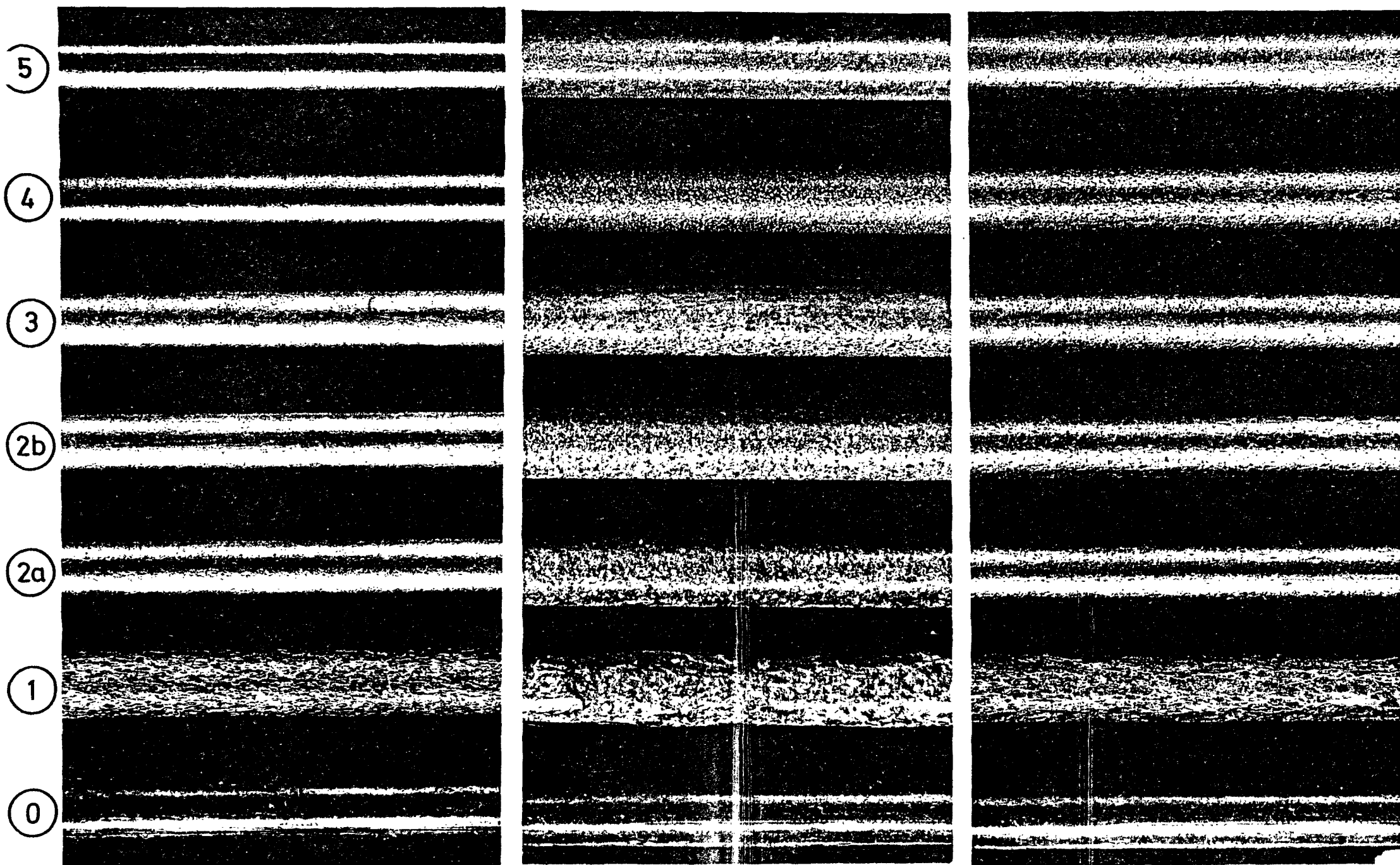


a) 10mal befeuchtet
23 Tage ausgelagert



b) 110mal befeuchtet
380 Tage ausgelagert (Ende der Auslagerung)

Bild 3.6 Korrosion der freiliegenden Spannstähle und des Hüllrohrs



a) 64x befeuchtet; Auslagerung 163 Tage; entrostet

b) 110 x ; 380 Tage; mit Rost

c) 110 x ; 380 Tage; entrostet

Bild 3.7 Korrosion der freiliegenden Spannstähle nach dem Entrosten

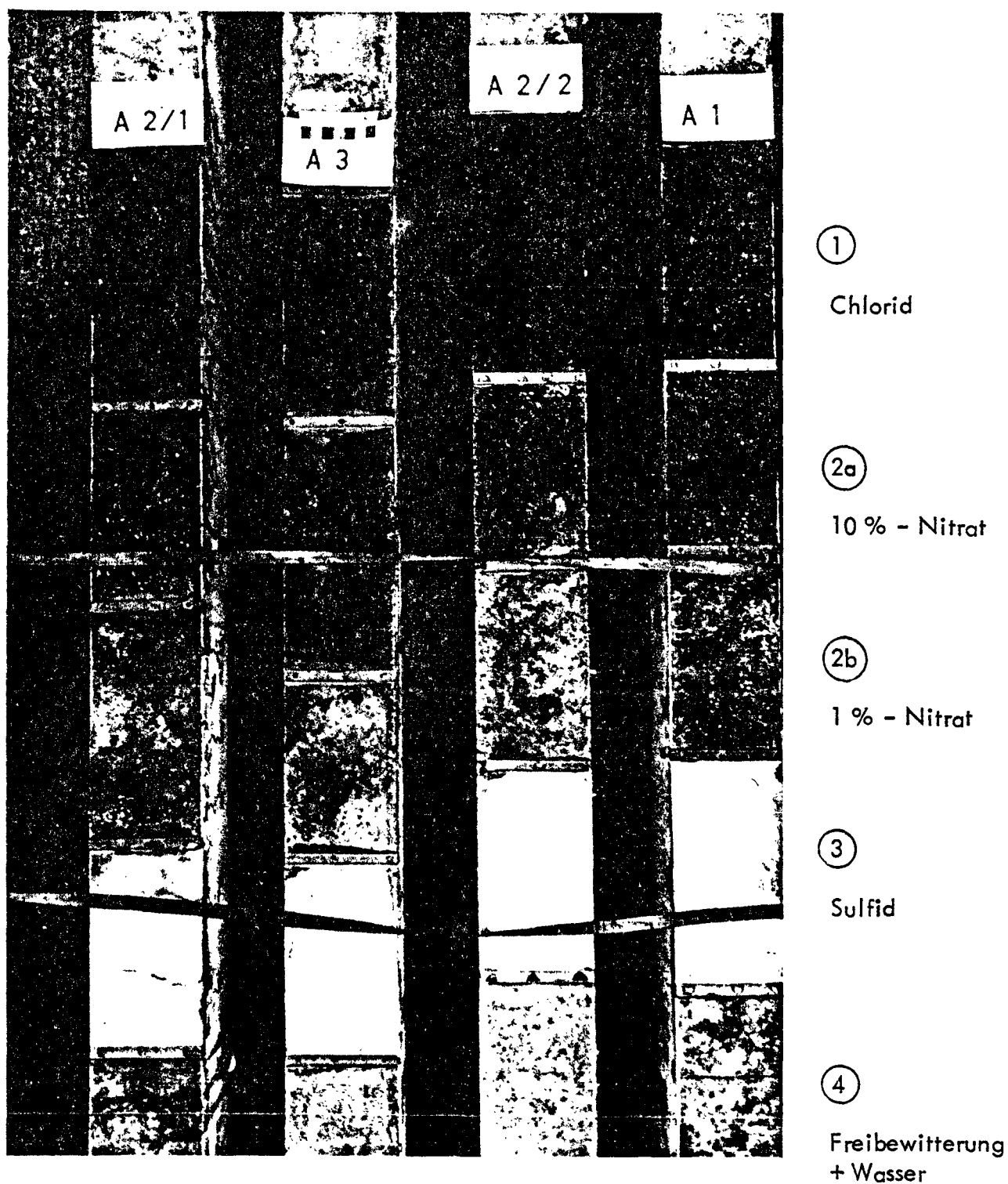


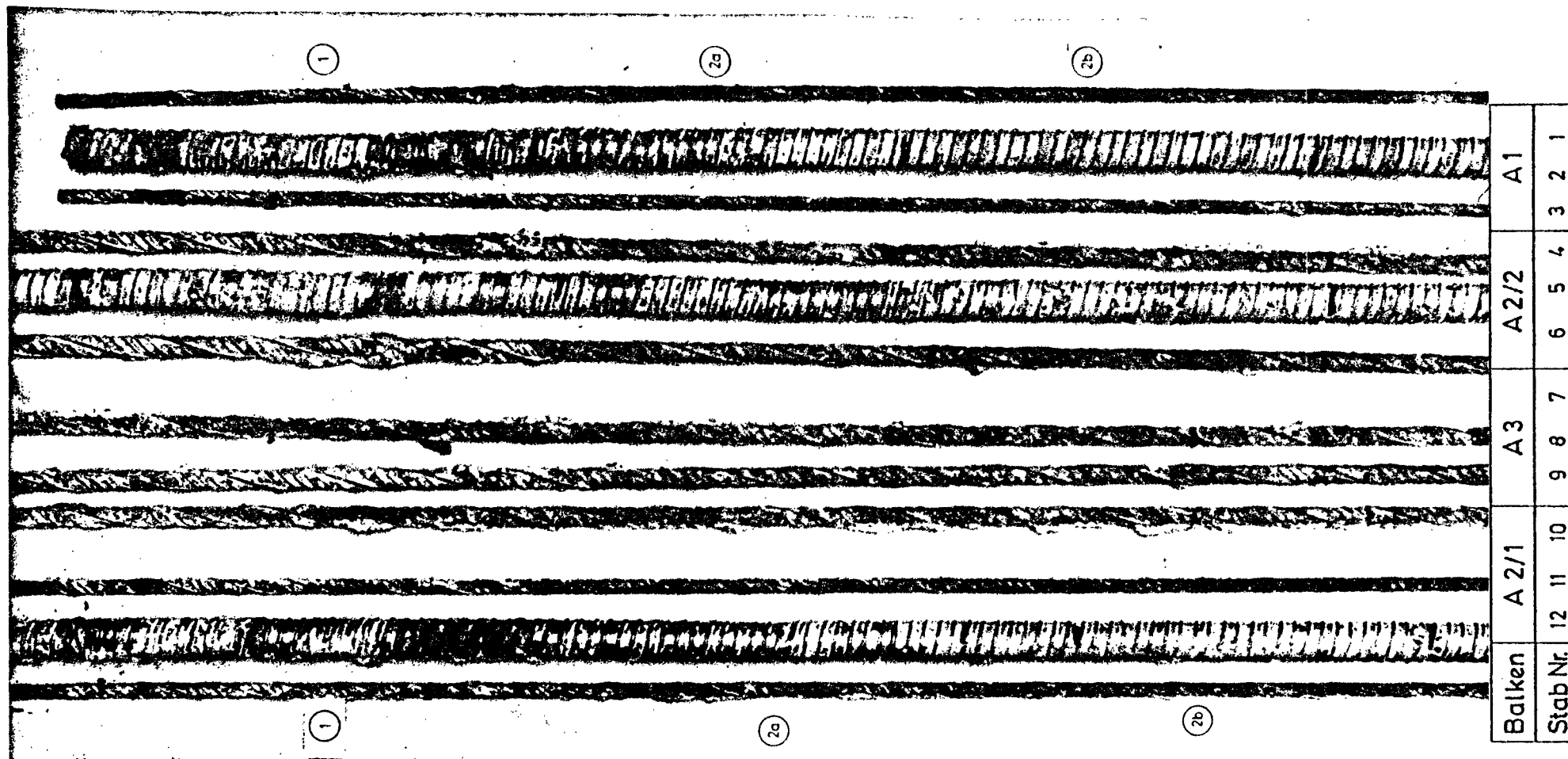
Bild 3.8 Oberfläche der Balken am Ende der Auslagerung

BALKEN

Chlorid

10 % - Nitrat

1 % - Nitrat



Balken	A 2/1	A 3	A 2/2	A 1
Stab Nr.	12 11 10	9 8 7	6 5 4	3 2 1

Bild 3.9 Zustand der freigelegten Betonstähle und Hüllrohre
in den Bereichen 1 bis 2b

3.9 1/1

10 % - Nitrat

1 % - Nitrat

Sulfid

Freibewitterung + Wasser

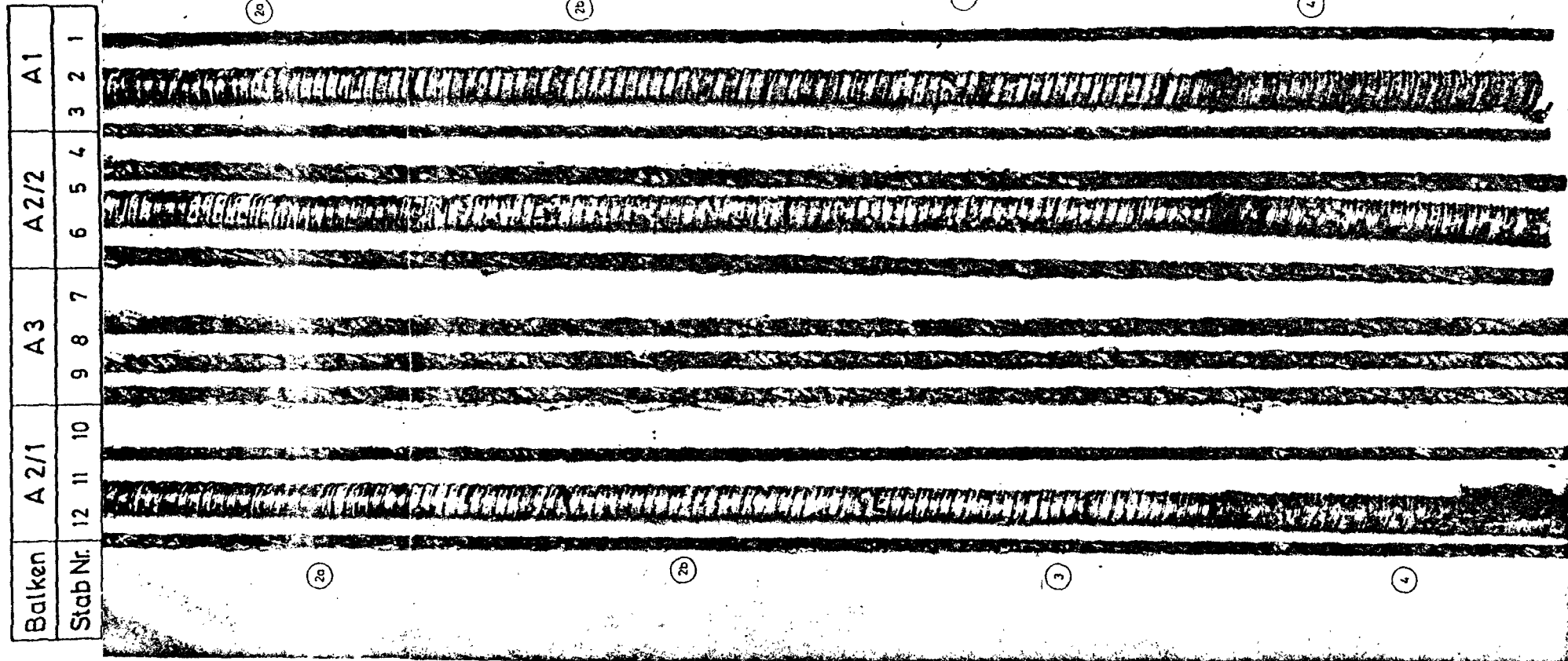


Bild 3.10 Zustand der freigelegten Betonstähle und Hüllrohre
in den Bereichen 2a bis 4

3.10 1/1
27/01/2015

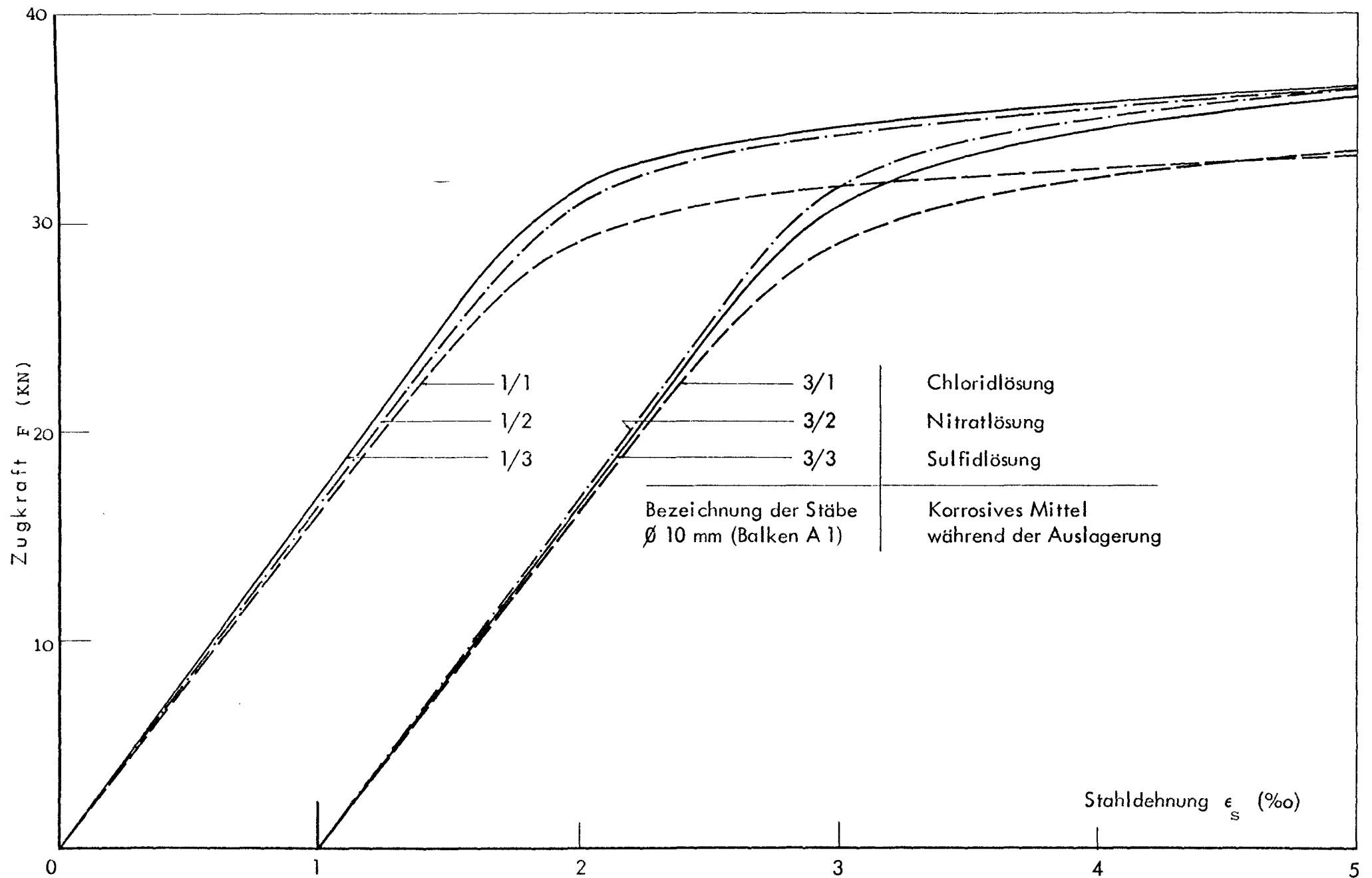


Bild 3.11 Kraft-Dehnungslinien von entnommenen Betonstählen \varnothing 10 mm

3.11 12

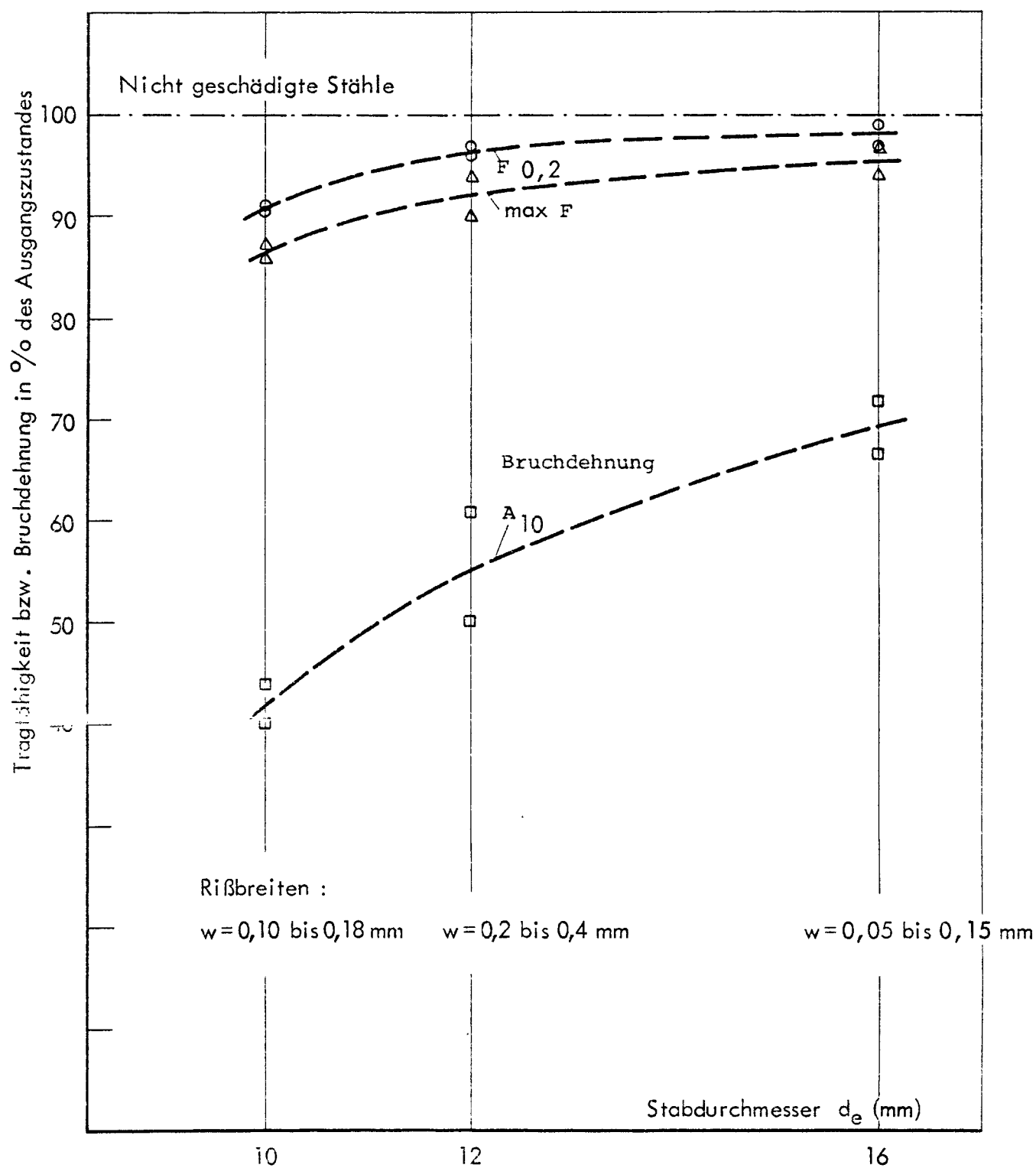


Bild 3.12 Verminderung der Tragfähigkeit und der Bruchdehnung der Betonstähle durch Chloridkorrosion

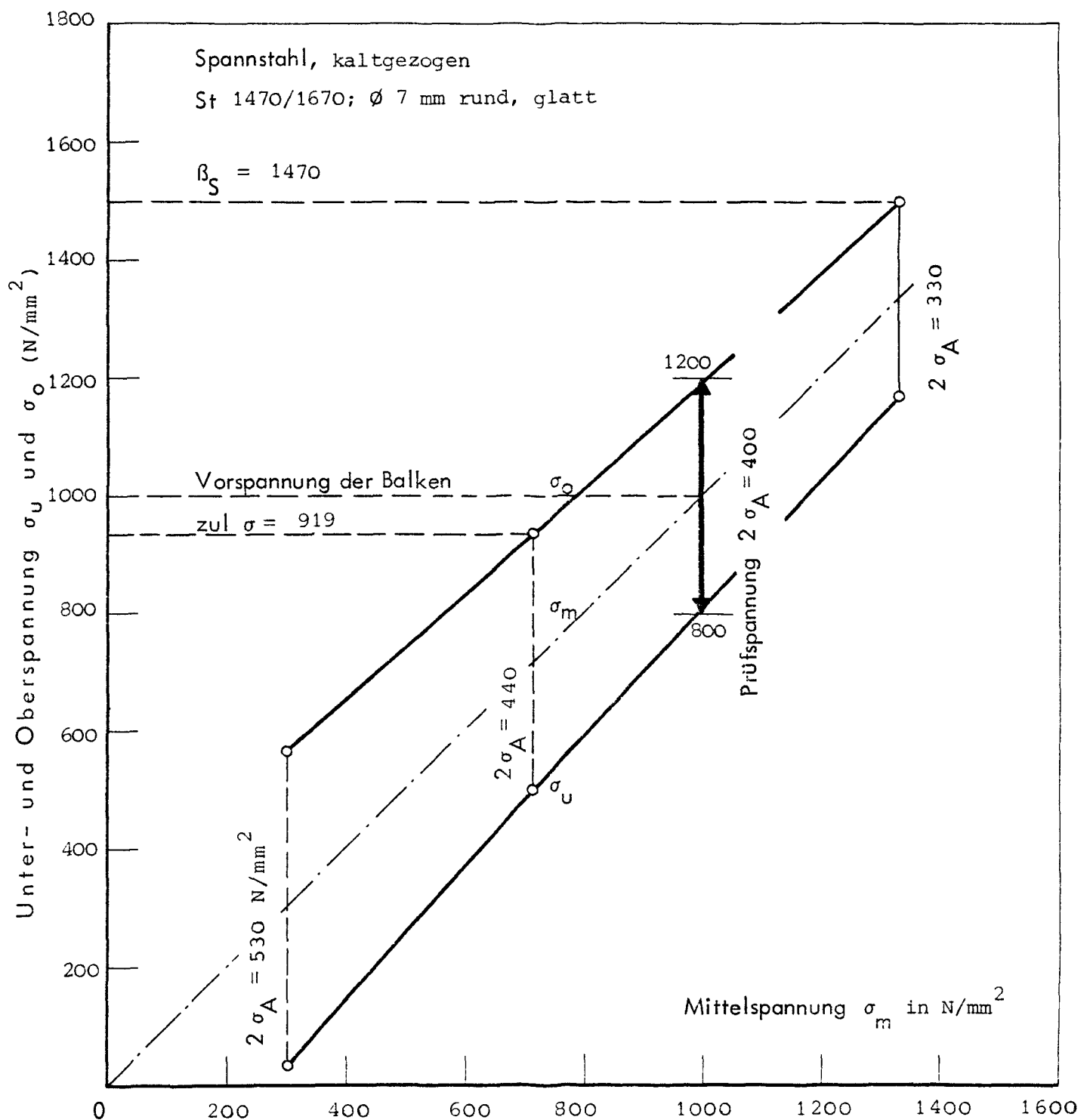


Bild 3.13 Dauerfestigkeitsschaubild des Spannstahls
nach Zulassungsbescheid (Smith-Diagramm)

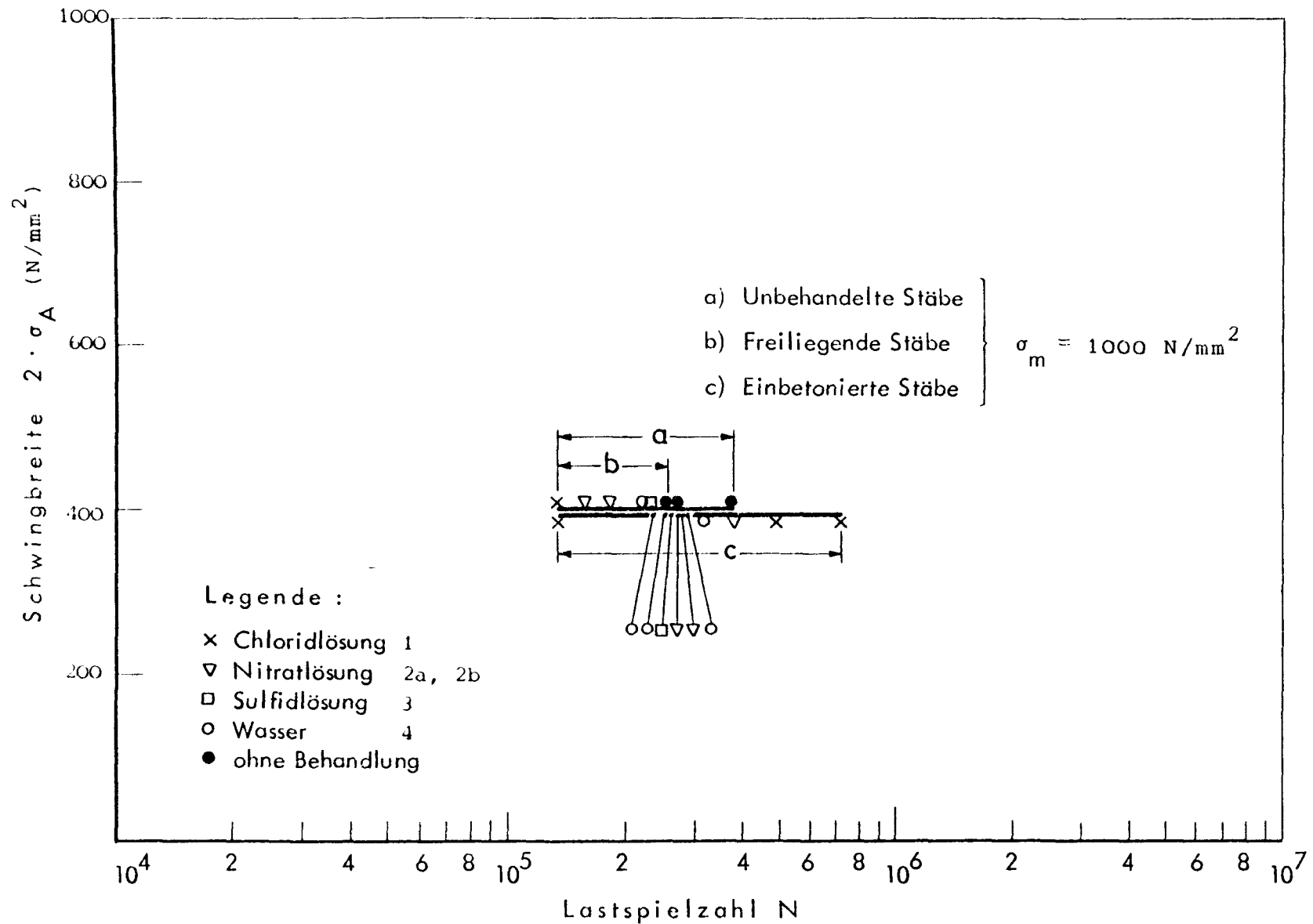


Bild 3.14 Bruchlastspielzahlen unbehandelter und korrodierter Spannstähle

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1 Bewehrung und Vorspanngrade der Balken

Tabelle 2.2 Rechenwerte und Versuchsergebnisse

Tabelle 2.3 Abmessungen und Festigkeiten des Beton-
und Spannstahls

Tabelle 2.4 Zusammensetzung und Festigkeiten des Betons

Tabelle 2.5 Daten des Einpreßmörtels

Tabelle 2.6 Laststufen

Tabelle 2.7 Betonspannungen und -dehnungen infolge V_o
und G_o

Tabelle 3.1 Ergebnisse der Röntgenfluoreszenzanalyse

Tabelle 3.2 Zugversuche an entnommenen Betonstählen

Tabelle 3.3 Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Tabelle 2.1 Bewehrung und Vorspanngrade der Balken

	A 1	A 2/1	A 2/2	A 3
Querschnitt	Rechteckquerschnitt b/d = 20/40			
Bewehrung BSt 420/500RK (Biegebereich)	2 Ø 10mm	2 Ø 12mm	2 Ø 16mm	3 Ø 16 mm
Spannstahl St 1470/1670	4 Ø 7mm	2 Ø 7mm	2 Ø 7mm	-
Hüllrohr Øa/Øi	42,5 /38,2mm	42,5 /38,2mm	37,4 /32,5mm	-
A_s (cm ²)	1,62	2,24	4,04	6,06
A_v (cm ²)	1,54	0,77	0,77	-
$A_s + A_v$ (cm ²)	3,16	3,01	4,81	6,06
Bewehrungsgrad				
$\mu = \frac{A}{b \cdot h}$ mit h = 36cm	0,225	0,311	0,561	0,842
μ_s (%)	0,214	0,107	0,107	-
μ_v (%)				
$\mu_s + \mu_v$ (%)	0,439	0,418	0,668	0,842
Lage der Bewehrung h_s (cm)	(36,5) /36,7	(36,5) /36,2	(36,5) /37,1	(36,8) /37,1
h_v (cm)	(35,5) /35,0	(35,0) /34,0	(35,0) /34,0	- -
Beton- deckung c_s (cm)	(3,0) /2,8	(2,9) /3,2	(2,7) /2,1	(2,7/1,8) /2,0
c_v (cm)	(3,5) /4,2	(4,3) /5,6	(4,5) /5,5	- -
nach [5] λ_1	0,773	0,551	0,405	0
*) λ_2	0,763	0,527	0,404	0
nach DIN 4227, Teil 2 [4] χ **)	0,593	0,433	0,295	0

$$*) \lambda = \frac{A_v \beta_{v0,2}}{A_v \beta_{v0,2} + A_s \beta_{s0,2}}$$

$$**) \chi = \frac{M_o + N_o k_o}{M + N \cdot k_o}$$

λ_1 mit Nennstreckgrenzen und
 λ_2 mit tatsächlichen Streckgrenzen berechnet.

(...) rechnerische Lage der Bewehrung
 /... gemessene Lage der Bewehrung

Tabelle 2.2 Rechenwerte und Versuchsergebnisse

	A 1	A 2/1	A 2/2	A 3
Vorspanndehnung ϵ_o (‰)	4,8	5,0	4,8	0
Vorspannkraft V_o (kN)	153,75	80,0	76,8	0
Verlust (s+k) bis Versuchsbeginn $\Delta\epsilon_{s+k}$ (‰)	- 0,1	- 0,05	- 0,05	-
Vorspannkraft (kN)	150,55	79,30	76,10	-
Vorspannkraft (kN)	147,90	78,00	74,80	-
Berechnung von krit M: $Z_u = A_s \cdot \beta_{s;0,2} + A_v \cdot \beta_{v;0,2}$	1) 2)			
a) mit Nennfestigkeiten: krit Z (kN)	299,00	(303,70) 209,60	285,2	254,5
b) mit tatsächl. Festigkeiten Z_u (kN)	307,75	(328,00) 222,70	290,4	259,4
krit M (kNm)	95	(98) 58	97	85
zul M = krit M/1,75 (kNm)	54	(56) 39	55	49
Dehnungen bei krit M				
des Betons ϵ_b (‰)	- 2,04	(-2,04) -1,55	- 1,95	- 1,8
des Stahls ϵ_s (‰)	+ 5,0	(+5,00) +5,00	+ 5,0	+ 5,0
Versuchsergebnisse:				
Rißlast F_R (kN)	50,8	28,1	28,1	21,2
Randspannung bei F_R (Mn/m²)				
$\sigma_{bR} = \frac{F_R \cdot a}{W} - \frac{V_o}{A} - \frac{V_o (h_v - d/2)}{W}$	+ 2,56	+ 1,58	+ 1,72	+ 3,58

1) nach Versuchsprogramm mit 4 \emptyset 12 IIIK

2) mit den tatsächlich eingelegten 2 \emptyset 12 IIIK

Tabelle 2.3 Abmessungen und Festigkeiten des Beton- und Spannstahls

Stahl		Probe Nr.	Durchmesser d 1)	Querschnitt A 2)	Streckgrenze $\beta_{0,2} = \frac{F_{0,2}}{A}$	Zugfestigkeit $\beta_z = \frac{\max F}{A}$	E-Modul
			mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
BSt 420/500	obere Bewehrung	Ø6mm	5,96	27,9	456	567	204
	Bügel	8	7,93	49,4	454	541	205
	untere Bewehrung (Zugzone)	10	10,15	81,0	450	556	202
		12	11,96	112,0	470	570	198
		16	16,02	202,0	428	540	205
St 1470/1670		7	7,00	38,5	1525	1760	208

1) $d = 12,74 \cdot \sqrt{m/L}$ } nach DIN 488 mit Masse m in g
 2) $A = 127,4 \cdot m/L$ } Länge L in mm

Tabelle 2.4 Zusammensetzung und Festigkeiten des Betons

Bezeichnung der Balken	A1	A2/1	A3	A2/2
Datum der Herstellung	6.11.73			25.1.74
a) Zuschlaggemisch Korngruppe 0 - 3 mm 3 - 7 mm 7 - 15 mm 15 - 30 mm	695 kg/m ³ 280 kg/m ³ 495 kg/m ³ 465 kg/m ³			
b) Zement PZ 35 F	240 kg/m ³			
c) Wasser	185 kg/m ³			
d) Frischbeton Wasserzementwert W/Z Rohdichte ρ Ausbreitmaß a Luftgehalt p	0,77 2350 kg/m ³ 57 cm 0,6 Vol.-%			37 cm 1,5 Vol.-%
e) Betonfestigkeiten 28-Tage-Würfeldruck β_W (N/mm ²)	27,5			28,0
Alter bei Versuchsbeginn (Tage)	57	62	65	28
Würfeldruckfestigkeit β_W (N/mm ²) ¹⁾	28,0			28,0
Prismendruckfestigkeit β_P (N/mm ²) ¹⁾	25,0			22,0
E-Modul (Sekante durch $1/3 \cdot \beta_P$) (N/mm ²)	26 000			25 000
Biegezugfestigkeit β_{BZ} (N/mm ²) ²⁾	3,9			2,9
Spaltzugfestigkeit β_{SZ} (N/mm ²) ³⁾	3,1			2,3

1) ermittelt an Prismen 10 x 10 x 53 (cm)

2) Prismen 10 x 10 x 53; Stützweite l = 50 cm;
Einzellast in Feldmitte3) Rechteckquerschnitt 10 x 10 (Reststücke der Prismen
nach Biegezugprüfung)

Tabelle 2.5 Daten des Einpreßmörtels

Bezeichnung der Balken	A 1	A 2/1	A 3	A 2/2
Datum des Einpressens	17.12.73		-	12.2.74
Einpreßmörtelmischung	Nr.I	Nr.II	-	Nr.III
Zement	PZ 45 F			PZ 45 F
Wasserzementwert	0,41			0,43
Zusatzmittel TRICOSAL H 181 (% des Zementge- wichtes)	1,0 %			1,0 %
Rohdichte des frischen Mörtels (kg/dm ³)	1,95	1,95	-	1,92
Tauchzeit (sec)	35	39	-	36
Quellen (+), Schwinden (-) nach 24 h	+0,9	+1,1	-	-0,7
Alter des Mörtels bei Versuchsbeginn (Tage)	16	21	-	10
Druckfestigkeit ¹⁾ $\beta_{C,V}$ (N/mm ²)	34,2	32,8		38,0
Druckfestigkeit $\beta_{C,28}$ (N/mm ²)	35,8	34,0		40,2

1) Ermittelt an Zylindern \varnothing 99 mm; h = 80 mm;
bei Versuchsbeginn.

Tabelle 2.6 Laststufen

Laststufe	Last F in kN				
	A 1	A 2/1	A 2/2	A 3	
0	0	0	0	0	
1	10,2	10,2	9,7	9,0	
2	20,3	20,3	19,4	18,0	
3	30,5	30,5	29,0	27,1	
4	40,7	40,7	38,7	36,1	
5	50,8	$\frac{(43,3)}{50,8}$	48,4	45,1	
6	<u>61,0</u>	61,0	<u>58,0</u>	<u>54,2</u>	____ = zul F
7	71,2	71,2	67,7	63,2	Laststeigerung nach Dauerbiege- versuch 1
krit F	105,5	75,6	101,2	94,5	Rechenwert

Tabelle 2.7 Betonspannungen und -dehnungen infolge V_0 und G_0

Balken	Rechn. Betonspannungen				Rechn. Betondehnungen in Meßlinie	Gemessene Betondehnungen in Meßlinie bei	
						$t = 0$	Versuchsbeginn
	Rand	MN/m ²	Meßlinie	MN/m ²	‰/‰	‰/‰	‰/‰ (d)
A 1	o	- 0,39	o	- 0,61	- 0,023	- 0,027	- 0,109 (16)
	u	- 3,31	u	- 2,94	- 0,113	- 0,108	- 0,216 (16)
A 2/1	o	- 1,63	o	- 1,53	- 0,059	- 0,067	- 0,159 (21)
	u	- 0,33	u	- 0,49	- 0,019	- 0,043	- 0,083 (21)
A 2/2	o	- 1,37	o	- 1,30	- 0,052	- 0,072	- 0,196 (10)
	u	- 0,62	u	- 0,62	- 0,025	- 0,025	- 0,083 (10)
A 3	o	- 2,53	o	- 2,15	- 0,083	- 0,075	- 0,207 (23)
	u	+ 2,53	u	+ 1,90	+ 0,073	+ 0,055	+ 0,069 (23)

Tabelle 3.1 Ergebnisse der Röntgenfluoreszenzanalyse

Bezeichnung der Proben	Entnahmestelle der Proben			Nachweis der Elemente	
	Balken	Hüllrohr·Stab	Feld	Cl	S
Spannstahl	1 A 2/1	11 · 1	1	ja ¹⁾	nein
	2 A 2/1	11 · 1	1	ja ¹⁾	nein
	3 A 2/1	11 · 1	2a	nein	nein
	4 A 2/1	11 · 1	2b	nein	nein
	5 A 2/1	11 · 1	3	nein	nein
	6 A 2/1	11 · 1	4	nein	nein
	7 A 2/2	5 · 1	1	nein	nein
Hüllrohr	1 A 2/1	11 außen	1	ja ²⁾	nein
	1 A 2/1	11 innen	1	ja ²⁾	nein
	2 A 2/1	11 außen	3	nein	ja
	2 A 2/1	11 innen	3	nein	nein

1) Rostnarben bis zu 0,75 mm tief.

2) Hüllrohr durchgerostet.

Tabelle 3.2 Zugversuche an entnommenen Betonstählen

Bezeichnung der Stäbe	Entnahme aus Balken	Durchmesser d_S (mm)	Korrosives Mittel 1)	Last an der 0,2-Grenze		Höchstlast		Bruchdehnung	
				$F_{0,2}$ (kN)	%	max F (kN)	%	A_{10} (%)	%
1/1	A 1	10	1	32,6	91	37,8	87	6,0	40
1/2			2a + 2b	35,7	100	43,2	99	11,0	73
1/3			3 + 4	35,8	100	43,6	100	15,0	100
3/1	A 1	10	1	33,5	92	38,0	86	6,0	44
3/2			2a + 2b	36,5	100	44,2	100	12,5	93
3/3			3 + 4	36,4	100	44,3	100	13,5	100
4/1	A 2/2	16	1	85,8	99	105,5	97	8,8	67
4/2			2a + 2b	86,3	100	109,0	100	13,8	105
4/3			3 + 4	86,4	100	109,0	100	13,1	100
6/1	A 2/2	16	1	82,4	97	100,2	94	8,1	72
6/2			2a + 2b	85,2	100	106,5	100	12,0	107
6/3			3 + 4	85,0	100	106,5	100	11,2	100
10/1	A 2/1	12	1	53,0	97	59,2	94	6,3 ²⁾	61
10/2			2a + 2b	54,4	100	62,4	99	7,1	68
10/3			3 + 4	54,4	100	63,1	100	10,4	100
12/1	A 2/1	12	1	51,8	96	56,9	90	5,8	50
12/2			2a + 2b	54,1	101	62,9	100	10,4	89
12/3			3 + 4	53,7	100	63,2	100	11,7	100

1) Korrosive Mittel: 1 Ges. Chloridlösung
 2a, 2b 10 % bzw. 1 %-Nitratlösung
 3 Ges. Sulfidlösung
 4 Wasser

2) Bruch an Roststelle

Tabelle 3.3 Ergebnisse der Dauerschwingversuche an Spannstählen

1	2	3	4	5	6
Bezeichnung der Stäbe	Balken/ Hüllrohr	Korrosives Mittel	Lastspielzahl N	Bruch in der Strecke mit korrosivem Mittel	B e m e r k u n g e n
a) <u>Unbehandelte Stäbe</u>					
U 1	-	-	271 000	ohne Behandlung	} korrosionsgeschützt gelagert
U 2	-	-	372 600	ohne Behandlung	
b) <u>Freiliegende Stäbe</u> (Stäbe 110 mal mit korrosivem Mittel (Spalte 3) bestrichen; 380 Tage ausgelagert)					
F 1	-	1	133 500	1	Fotos der Stäbe siehe Bild 3.7 (mit den behandelten Stäben ausgelagert)
F 2a	-	2a	181 800	2a	
F 2b	-	2b	155 900	2b	
F 3	-	3	237 500	3	
F 4	-	4	226 900	4	
F 5	-	-	257 300	ohne Behandlung	
c) <u>Einbetonierte Stäbe</u> (Balken 110 mal mit korrosivem Mittel (Spalte 3) entlang der Risse besprüht; 380Tg. ausge-					
5.1/1	Balken	1	724 900	1	- lagert
5.1/2	A 2/2	2a + 2b	279 700	2b	-
5.1/3		3 + 4	285 300	4	-
5.2/1	Hüllrohr	1	496 000	1	-
5.2/2	Nr. 5	2a + 2b	383 700	2a	-
5.2/3		3 + 4	319 600	4	-
11.1/2	Balken	2b + 3	260 900	3	Bruch an einer Roststelle vom Klebeband
11.1/3	A 2/1	4	232 300	4	
11.2/1		1	136 200	1	
11.2/2	Hüllrohr	2a + 2b	278 400	2b	
11.2/3	Nr. 11	3 + 4	257 100	4	

Tafel 1 BETONDEHNUNGEN BEI BALKEN A 1

Datum	Zeit	Last- stufe	Last- spiele	Betondehnungen $\epsilon_{b, oben}$ (‰)						Betondehnungen $\epsilon_{b, unten}$ (‰)							
				B 10	B 20	B 30	B 40	B 50	B 60	B 70	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7
7.12.73	10.00	0	V = 153,75 kN G _b = 33,6 kN		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7.12.73	13.30				-0,120	-0,028	-0,028	-0,024	-0,008		-0,072	-0,128	-0,116	-0,120	-0,088	-0,100	-0,013
8.12.73	10.00				-0,100	-0,048	-0,032	-0,008	-0,020		-0,068	-0,124	-0,136	-0,180	-0,096	-0,108	-0,060
9.12.73	10.00				-0,120	-0,052	-0,032	-0,012	-0,028		-0,092	-0,140	-0,148	-0,180	-0,100	-0,108	-0,064
1.12.73	10.00				-0,120	-0,060	-0,040	-0,016	-0,028		-0,092	-0,152	-0,152	-0,180	-0,112	-0,132	-0,068
7.12.73	10.00				-0,140	-0,060	-0,080	-0,084	-0,092		-0,112	-0,188	-0,196	-0,200	-0,156	-0,160	-0,096
2. 1.74	8.30				-0,160	-0,128	-0,104	-0,096	-0,104		-0,148	-0,224	-0,224	-0,240	-0,184	-0,192	-0,12
2. 1.74	9.00	G = 0			-0,120	-0,044	-0,020	-0,016	-0,032		-0,160	-0,284	-0,312	-0,340	-0,252	-0,232	-0,112
2. 1.74	11.45	0	-		-0,080	-0,008	0,016	0,016	0		-0,160	-0,268	-0,300	-0,680	-0,248	-0,220	-0,112
2. 1.74	13.00	1	-		-0,120	-0,068	-0,044	-0,028	-0,040		-0,156	-0,244	-0,252	-0,640	-0,208	-0,192	-0,088
2. 1.74	13.20	2	-		-0,160	-0,120	-0,092	-0,092	-0,088		-0,156	-0,228	-0,224	-0,520	-0,168	-0,164	-0,096
2. 1.74	13.30	3	-		-0,200	-0,180	-0,152	-0,148	-0,132		-0,144	-0,188	-0,168	-0,400	-0,132	-0,144	-0,084
2. 1.74	13.40	4	-		-0,260	-0,240	-0,208	-0,216	-0,184		-0,120	-0,144	-0,112	-0,160	-0,076	-0,112	-0,08
2. 1.74	13.55	5	-		-0,280	-0,320	-0,276	-0,292	-0,232		-0,116	-0,104	-0,016	-0,040	-0,012	-0,068	-0,072
2. 1.74	14.10	6	1		-0,36	-0,448	-0,396	-0,404	-0,292		-0,116	-0,048	0,260	0,400	0,244	0,004	-0,068
2. 1.74	14.30	3			-0,24	-0,252	-0,212	-0,216	-0,172		-0,136	-0,156	-0,076	-0,140	-0,044	-0,112	-0,084
2. 1.74	14.55	6	10		-0,38	-0,476	-0,424	-0,420	-0,308		-0,116	0	0,356	0,280	0,308	0,016	-0,064
2. 1.74	15.10	6	20		-0,40	-0,488	-0,428	-0,428	-0,308		-0,120	0	0,376	0,340	0,328	0,028	-0,068
2. 1.74	15.35	6	1000		-0,38	-0,504	-0,444	-0,436	-0,316		-0,120	0,024	0,420	0,340	0,340	0,036	-0,076
2. 1.74	16.35	6	5000		-0,40	-0,508	-0,444	-0,448	-0,400		-0,120	0,052	0,440	0,360	0,372	0,048	-0,068
3. 1.74	7.45	0	-		-0,12	-0,052	-0,024	-0,008	-0,024		-0,180	-0,296	-0,304	-0,320	-0,252	-0,240	-0,148
3. 1.74	8.00	3	-		-0,22	-0,228	-0,192	-0,184	-0,164		-0,156	-0,188	-0,124	-0,160	-0,080	-0,132	-0,084
3. 1.74	8.55	6	10000		-0,38	-0,508	-0,444	-0,440	-0,316		-0,112	0,056	0,452	0,400	0,384	0,056	-0,064
3. 1.74	10.30	6	20000		-0,40	-0,516	-0,456	-0,448	-0,320		-0,124	0,060	0,484	0,440	0,408	0,064	-0,064
3. 1.74	14.20	6	50000		-0,36	-0,516	-0,452	-0,436	-0,316		-0,104	0,084	0,504	0,460	0,428	0,080	-0,056
3. 1.74	14.40	7	1		-0,42	-0,624	-0,532	-0,532	-0,364		-0,100	0,184	0,752	0,780	0,612	0,172	-0,052
3. 1.74	15.05	7	10		-0,44	-0,640	-0,544	-0,548	-0,376		-0,112	0,212	0,784	0,740	0,664	0,192	-0,052
3. 1.74	15.30	7	1000		-0,44	-0,652	-0,552	-0,556	-0,380		-0,108	0,272	0,840	0,820	0,736	0,224	-0,052
4. 1.74	7.45	0	-		-0,1	-0,068	-0,032	-0,008	-0,020		-0,164	-0,276	-0,284	-0,300	-0,224	-0,176	-0,152
4. 1.74	8.35	7	10000		-0,48	-0,668	-0,564	-0,568	-0,388		-0,112	0,320	0,876	0,820	0,788	0,248	-0,060
4. 1.74	10.00	7	20000		-0,48	-0,676	-0,560	-0,572	-0,392		-0,104	0,334	0,916	0,840	0,812	0,260	-0,056
4. 1.74	13.40	7	50000		-0,48	-0,688	-0,572	-0,572	-0,388		-0,096	0,372	0,936	0,860	0,836	0,296	-0,048
4. 1.74	14.10	0	-		-0,14	-0,092	-0,040	-0,016	-0,016		-0,152	-0,228	-0,228	-0,300	-0,160	-0,180	-0,08
7. 1.74	7.45	0	-		-0,12	-0,076	-0,028	0,008	-0,012		-0,172	-0,284	-0,288	-0,340	-0,232	-0,224	-0,104

Tafel 2 BETONDEHNUNGEN BEI BALKEN A 2/1

Datum	Zeit	Last- stufe	Last- spiele	Betondehnungen $\epsilon_{b, oben}$ (‰)						Betondehnungen $\epsilon_{b, unten}$ (‰)							
				B 10	B 20	B 30	B 40	B 50	B 60	B 70	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7
4.12.73	13.00	0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7.12.73	11.20	V = 80 kN G _b = 33,6 kN			-0,052	-0,068	-0,072	-0,060	-0,068		-0,040	-0,076	-0,044	-0,044	-0,040	-0,060	-0,048
8.12.73	10.00				-0,064	-0,072	-0,080	-0,064	-0,064		-0,036	-0,048	-0,028	-0,024	-0,020	-0,032	-0,036
9.12.73	10.00				-0,064	-0,076	-0,084	-0,068	-0,072		-0,028	-0,036	-0,032	-0,024	-0,016	-0,028	-0,032
1.12.73	10.00				-0,072	-0,092	-0,096	-0,080	-0,084		-0,036	-0,048	-0,036	-0,028	-0,016	-0,036	-0,024
7.12.73	10.00				-0,116	-0,140	-0,128	-0,120	-0,116		-0,064	-0,064	-0,064	-0,056	-0,052	-0,068	-0,036
2. 1.74	8.40				-0,136	-0,152	-0,148	-0,132	-0,120		-0,060	-0,076	-0,068	-0,068	-0,068	-0,064	-0,036
4. 1.74	10.00				-0,160	-0,160	-0,164	-0,148	-0,136		-0,080	-0,092	-0,088	-0,080	-0,084	-0,096	-0,060
7. 1.74	7.45			-0,156	-0,160	-0,164	-0,152	-0,144		-0,084	-0,096	-0,072	-0,084	-0,092	-0,092	-0,048	
7. 1.74	8.10	G = 0			-0,100	-0,096	-0,080	-0,080	-0,068		-0,084	-0,132	-0,128	-0,132	-0,148	-0,128	-0,064
7. 1.74	10.20	0			-0,100	-0,084	-0,072	-0,064	-0,056		-0,108	-0,152	-0,148	-0,144	-0,152	-0,132	-0,048
7. 1.74	10.30	1			-0,144	-0,136	-0,120	-0,116	-0,088		-0,096	-0,124	-0,112	-0,104	-0,112	-0,100	-0,040
7. 1.74	10.40	2			-0,184	-0,184	-0,176	-0,164	-0,132		-0,088	-0,096	-0,064	-0,064	-0,052	-0,076	-0,036
7. 1.74	10.45	3			-0,232	-0,248	-0,260	-0,236	-0,180		-0,092	-0,052	-0,004	-0,008	-0,016	-0,032	-0,036
7. 1.74	10.52	4			-0,292	-0,360	-0,372	-0,332	-0,240		-0,076	0,100	0,152	0,244	0,204	0,128	-0,024
7. 1.74	11.10	5			-0,368	-0,500	-0,500	-0,456	-0,312		-0,068	0,412	0,524	0,700	0,656	0,432	-0,008
7. 1.74	11.30	6	1		-0,448	-0,612	-0,624	-0,572	0,392		-0,060	0,840	0,980	1,220	1,172	0,912	0
7. 1.74	12.00	6	10		-0,468	-0,660	-0,676	-0,620	-0,412		-0,056	1,06	1,188	1,436	1,380	1,112	0
7. 1.74	13.10	6	1000		-0,484	-0,672	-0,684	-0,632	-0,408		-0,060	1,10	1,236	1,484	1,444	1,172	0
7. 1.74	14.05	6	5000		-0,488	-0,688	-0,696	-0,636	-0,408		-0,064	1,10	1,252	1,504	1,476	1,220	0
7. 1.74	15.10	6	10000		-0,488	-0,684	-0,696	-0,640	-0,416		-0,052	1,12	1,276	1,512	1,500	1,224	0
8. 1.74	7.45	0			-0,148	-0,188	-0,156	-0,136	-0,096		-0,112	0,024	0,012	0,036	0,016	0,052	-0,048
8. 1.74	9.30	6	20000		-0,488	-0,692	-0,700	-0,636	-0,408		-0,052	1,16	1,280	1,544	1,520	1,256	-0,004
8. 1.74	14.00	6	50000		-0,492	-0,712	-0,724	-0,656	-0,416		-0,052	1,20	1,308	1,556	1,540	1,296	0
8. 1.74	14.20	7	1		-0,552	-0,800	-0,816	-0,748	-0,472		-0,096	1,40	1,644	1,960	1,920	1,600	0
8. 1.74	14.50	7	10		-0,560	-0,820	-0,836	-0,760	-0,476		-0,056	1,46	1,724	2,060	2,020	1,660	0,008
8. 1.74	15.20	7	1000		-0,560	-0,840	-0,836	-0,768	-0,480		-0,044	1,56	1,800	2,148	2,108	1,740	0,016
8. 1.74	16.00	7	5000		-0,560	-0,844	-0,848	-0,776	-0,476		-0,060	1,64	1,828	2,208	2,148	1,820	0,024
9. 1.74	7.40	0			-0,172	-0,236	-0,212	-0,188	-0,112		-0,116	0,136	0,116	0,176	0,144	0,244	-0,052
9. 1.74	7.52	3			-0,328	-0,468	-0,484	-0,428	-0,260		-0,084	0,472	0,560	0,740	0,716	0,560	-0,032
9. 1.74	8.05	6			-0,500	-0,740	-0,760	-0,684	-0,416		-0,060	1,34	1,512	1,856	1,788	1,500	0,008
9. 1.74	9.00	7	10000		-0,560	-0,852	-0,856	-0,780	-0,468		-0,052	1,68	1,876	2,308	2,196	1,868	0,020
9. 1.74	10.30	7	20000		-0,560	-0,864	-0,864	-0,792	-0,468		-0,048	1,76	1,908	2,356	2,220	1,912	0,024
9. 1.74	14.15	7	50000		-0,564	-0,872	-0,876	-0,796	-0,468		-0,048	1,80	1,956	2,408	2,280	1,948	0,032
9. 1.74	14.45	6			-0,524	-0,812	-0,824	-0,744	-0,428		-0,052	1,54	1,676	2,100	1,988	1,700	0,032
9. 1.74	15.00	3			-0,360	-0,560	-0,564	-0,496	-0,296		-0,076	0,728	0,740	0,972	0,920	0,820	-0,016
9. 1.74	15.10	0			-0,176	-0,268	-0,248	-0,216	-0,112		-0,112	0,288	0,232	0,336	0,256	0,380	-0,044

Tafel 3 BETONDEHNUNGEN BEI BALKEN A 2/2

Datum	Zeit	Last- stufe	Last- spiele	Betondehnungen $\epsilon_{b, oben}$ (‰)							Betondehnungen $\epsilon_{b, unten}$ (‰)						
				B 10	B 20	B 30	B 40	B 50	B 60	B 70	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7
12. 2.74	10.30	V = 76,8 kN G ₀ = 30 kN			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12. 2.74	11.46			-0,068	-0,088		-0,072	-0,072	-0,064	-0,044	-0,052	-0,048	-0,016	-0,040	-0,020	-0,040	-0,024
12. 2.74	14.10			-0,060	-0,112	-0,060	-0,080	-0,080	-0,068	-0,048	-0,048	-0,060	-0,032	-0,036	-0,028	-0,040	-0,024
12. 2.74	15.30			-0,056	-0,124	-0,064	-0,112	-0,100	-0,068	-0,044	-0,048	-0,064	-0,024	-0,040	-0,024	-0,048	-0,024
14. 2.74	11.00			-0,096	-0,136	-0,104	-0,136	-0,112	-0,096	-0,076	-0,056	-0,064	-0,016	-0,052	-0,028	-0,052	-0,040
22. 2.74	8.00			-0,148	-0,204	-0,172	-0,220	-0,196	-0,176	-0,148	-0,088	-0,128	-0,068	-0,096	-0,084	-0,100	-0,096
22. 2.74	8.15	G = 0		-0,136	-0,124	-0,084	-0,084	-0,096	-0,104	-0,124	-0,100	-0,148	-0,144	-0,188	-0,172	-0,160	-0,092
22. 2.74	10.30	0		-0,120	-0,088	-0,076	-0,052	-0,068	-0,088	-0,116	-0,096	-0,176	-0,136	-0,192	-0,188	-0,168	-0,096
22. 2.74	10.40	1		-0,128	-0,144	-0,124	-0,128	-0,128	-0,116	-0,128	-0,096	-0,152	-0,104	-0,152	-0,132	-0,120	-0,104
22. 2.74	10.45	2		-0,144	-0,184	-0,172	-0,208	-0,184	-0,156	-0,124	-0,080	-0,116	-0,056	-0,080	-0,076	-0,088	-0,084
22. 2.74	10.55	3		-0,144	-0,282	-0,232	-0,288	-0,256	-0,200	-0,140	-0,068	-0,076	0,004	0,020	0	-0,056	-0,084
22. 2.74	11.02	4		-0,160	-0,280	-0,308	-0,380	-0,348	-0,248	-0,152	-0,060	-0,024	0,112	0,176	0,164	0,040	-0,064
22. 2.74	11.22	5		-0,172	-0,348	-0,408	-0,468	-0,440	-0,308	-0,156	-0,048	0,080	0,336	0,380	0,400	0,172	-0,068
22. 2.74	11.33	6	1	-0,168	-0,432	-0,512	-0,568	-0,552	-0,380	-0,168	-0,020	0,252	0,616	0,556	0,676	0,420	-0,052
22. 2.74	11.55	6	10	-0,196	-0,464	-0,536	-0,592	-0,576	-0,396	-0,180	-0,024	0,284	0,676	0,580	0,736	0,456	-0,056
22. 2.74	13.06	6	1000	-0,196	-0,480	-0,556	-0,612	-0,592	-0,400	-0,172	-0,024	0,356	0,744	0,592	0,812	0,548	-0,048
22. 2.74	14.06	6	5000	-0,184	-0,492	-0,564	-0,620	-0,600	-0,404	-0,168	-0,020	0,380	0,776	0,616	0,848	0,584	-0,048
22. 2.74	15.00	6	10000	-0,196	-0,496	-0,568	-0,628	-0,608	-0,412	-0,168	-0,016	0,396	0,776	0,620	0,848	0,592	-0,040
25. 2.74	7.50	0	-	-0,132	-0,120	-0,124	-0,096	-0,108	-0,100	-0,128	-0,104	-0,164	-0,096	-0,216	-0,140	-0,104	-0,112
25. 2.74	8.15	3	-	-0,180	-0,296	-0,328	-0,384	-0,352	-0,232	-0,152	-0,076	0,024	0,192	0,108	0,228	0,136	-0,092
25. 2.74	9.47	6	20000	-0,212	-0,508	-0,592	-0,652	-0,628	-0,416	-0,184	-0,020	0,468	0,828	0,632	0,916	0,684	-0,052
25. 2.74	13.20	6	50000	-0,200	-0,512	-0,600	-0,660	-0,640	-0,428	-0,188	-0,020	0,484	0,832	0,640	0,932	0,692	-0,052
25. 2.74	13.51	7	1	-0,216	-0,560	-0,684	-0,732	-0,720	-0,480	-0,192	0	0,608	1,024	0,792	1,100	0,852	-0,044
25. 2.74	14.22	7	10	-0,220	-0,576	-0,696	-0,744	-0,740	-0,476	-0,192	0,004	0,636	1,064	0,824	1,148	0,912	-0,028
25. 2.74	14.55	7	1000	-0,220	-0,580	-0,712	-0,760	-0,748	-0,484	-0,196	-0,004	0,668	1,080	0,832	1,172	0,924	-0,032
25. 2.74	15.30	7	5000	-0,212	-0,576	-0,716	-0,764	-0,760	-0,488	-0,200	0,004	0,680	1,084	0,840	1,176	0,932	-0,032
25. 2.74	16.15	7	10000	-0,212	-0,580	-0,716	-0,768	-0,756	-0,488	-0,196	0	0,692	1,100	0,836	1,188	0,948	-0,032
26. 2.74	7.45	0	-	-0,140	-0,148	-0,172	-0,140	-0,152	-0,120	-0,144	-0,104	-0,120	-0,068	-0,176	-0,100	-0,036	-0,120
26. 2.74	7.55	3	-	-0,172	-0,336	-0,372	-0,432	-0,404	-0,264	-0,160	-0,076	0,076	0,236	0,136	0,276	0,204	-0,088
26. 2.74	9.25	7	21000	-0,216	-0,588	-0,732	-0,776	-0,772	-0,492	-0,204	-0,004	0,708	1,100	0,824	1,184	0,964	-0,036
26. 2.74	12.55	7	50000	-0,224	-0,588	-0,744	-0,792	-0,788	-0,500	-0,208	-0,008	0,720	1,108	0,840	1,196	0,976	-0,048
27. 2.74	7.50	0	-	-0,120	-0,148	-0,184	-0,140	-0,160	-0,128	-0,144	-0,112	-0,108	-0,060	-0,180	-0,100	-0,020	-0,128

Tafel 4 BETONDEHNUNGEN BEI BALKEN A 3

Datum	Zeit	Last- stufe	Last- spiele	Betondehnungen $\epsilon_{b, oben}$ (‰)							Betondehnungen $\epsilon_{b, unten}$ (‰)						
				B 10	B 20	B 30	B 40	B 50	B 60	B 70	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7
14.12.73	13.10	0	$G_0 = 30 \text{ kN}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17.12.73	8.30			-0,040	-0,084	-0,096	-0,096	-0,092	-0,068	-0,032	-0,004	0,04	0,056	0,072	0,036	0,024	-0,008
18.12.73	10.00			-0,028	-0,088	-0,100	-0,108	-0,096	-0,076	-0,020	0,004	0,04	0,084	0,104	0,064	0,060	0,004
19.12.73	10.00			-0,028	-0,088	-0,108	-0,104	-0,112	-0,084	-0,024	0,004	0,04	0,088	0,104	0,064	0,044	0,004
21.12.73	10.00			-0,032	-0,100	-0,120	-0,116	-0,120	-0,088	-0,020	0,012	0,06	0,092	0,112	0,068	0,052	0,004
27.12.73	10.00			-0,060	-0,132	-0,152	-0,156	-0,152	-0,124	-0,052	-0,004	0,06	0,076	0,108	0,060	0,044	-0,008
29.12.73	11.00			-	-	-0,148	-0,152	-0,160	-	-	-	-	0,088	0,120	0,060	-	-
1.1.74				-0,072	-0,148	-0,172	-0,180	-0,176	-0,144	-0,072	0	0,02	0,080	0,112	0,060	0,052	-0,004
4.1.74	10.00			-0,084	-0,164	-0,184	-0,196	-0,192	-0,164	-0,084	-0,024	0,04	0,068	0,096	0,048	0,028	-0,032
7.1.74	15.00			-0,088	-0,172	-0,184	-0,200	-0,192	-0,172	-0,084	-0,016	0,02	0,076	0,104	0,052	0,032	-0,012
9.1.74	15.00			-0,100	-0,188	-0,196	-0,220	-0,204	-0,176	-0,076	-0,036	0,02	0,068	0,096	0,044	0,028	-0,040
10.1.74	9.30	0		-0,084	-0,120	-0,124	-0,128	-0,120	-0,120	-0,072	-0,044	-0,06	-0,004	0,028	0	-0,012	-0,036
10.1.74	9.40	1		-0,088	-0,152	-0,160	-0,180	-0,172	-0,160	-0,076	-0,036	-0,04	0,048	0,072	0,024	0,016	-0,024
10.1.74	9.45	2		-0,096	-0,188	-0,196	-0,228	-0,220	-0,188	-0,084	-0,020	0	0,096	0,124	0,072	0,052	-0,012
10.1.74		3		-0,108	-0,268	-0,264	-0,308	-0,304	-0,240	-0,096	-0,008	0,12	0,236	0,380	0,184	0,184	-0,056
10.1.74	10.20	4		-0,112	-0,288	-0,336	-0,368	-0,368	-0,288	-0,100	0	0,30	0,392	0,648	0,340	0,376	-0,004
10.1.74	10.30	5		-0,124	-0,332	-0,404	-0,432	-0,432	-0,336	-0,116	0	0,50	0,552	0,872	0,476	0,592	-0,032
10.1.74	10.35	6	1	-0,136	-0,384	-0,476	-0,488	-0,500	-0,384	-0,128	0,024	0,72	0,708	1,100	0,612	0,800	0,012
10.1.74	11.00	6	10	-0,136	-0,392	-0,504	-0,492	-0,512	-0,388	-0,120	0,052	0,78	0,748	1,152	0,660	0,876	0,024
10.1.74	11.30	6	1000	-0,132	-0,392	-0,504	-0,500	-0,512	-0,388	-0,124	0,064	0,80	0,772	1,212	0,672	0,928	0,032
10.1.74	12.05	6	5000	-0,132	-0,404	-0,516	-0,516	-0,512	-0,380	-0,120	0,088	0,84	0,776	1,216	0,680	0,948	0,032
10.1.74	13.15	6	10000	-0,132	-0,396	-0,512	-0,512	-0,512	-0,396	-0,124	0,100	0,88	0,780	1,232	0,684	0,964	0,040
10.1.74	14.45	6	20000	-0,132	-0,400	-0,520	-0,516	-0,516	-0,392	-0,124	0,100	0,88	0,788	1,240	0,704	0,972	0,052
10.1.74	15.00	3		-0,108	-0,288	-0,344	-0,364	-0,368	-0,288	-0,104	0,076	0,52	0,464	0,748	0,400	0,592	0,028
10.1.74	15.30	0		-0,084	-0,152	-0,172	-0,180	-0,168	-0,160	-0,080	0,012	0,22	0,156	0,288	0,108	0,256	-0,012
11.1.74	11.35	6	50000	-0,136	-0,408	-0,524	-0,508	-0,516	-0,380	-0,128	0,116	0,92	0,804	1,264	0,732	0,996	0,068
11.1.74	13.00	0		-0,084	-0,148	-0,168	-0,172	-0,168	-0,156	-0,080	0,036	0,22	0,140	0,284	0,108		-0,008
11.1.74	13.05	3		-0,112	-0,284	-0,340	-0,356	-0,328	-0,276	-0,100	0,068	0,54	0,456	0,740	0,408	0,604	0,032
11.1.74	13.15	7	1	-0,140	-0,440	-0,576	-0,572	-0,576	-0,420	-0,124	0,136	1,02	0,920	1,416	0,788	1,120	0,084
11.1.74	13.45	7	10	-0,144	-0,452	-0,592	-0,584	-0,584	-0,420	-0,136	0,160	1,04	0,940	1,444	0,800	1,144	0,092
11.1.74	14.15	7	1000	-0,136	-0,456	-0,596	-0,588	-0,584	-0,416	-0,124	0,184	1,08	0,944	1,464	0,808	1,156	0,148
11.1.74		7	5000	-0,136	-0,452	-0,600	-0,584	-0,584	-0,416	-0,116	0,200	1,12	0,960	1,484	0,812	1,192	0,244
14.1.74	8.00	0		-0,084	-0,140	-0,176	-0,180	-0,168	-0,144	-0,076	0,056	0,20	0,140	0,292	0,096	0,276	0,060
14.1.74	8.12	3		-0,108	-0,272	-0,340	-0,352	-0,352	-0,260	-0,092	0,104	0,52	0,464	0,756	0,392	0,616	0,140
14.1.74	8.25	7	5000	-0,136	-0,448	-0,584	-0,580	-0,576	-0,404	-0,108	0,200	1,06	0,952	1,476	0,800	1,192	0,256
14.1.74	9.10	7	10000	-0,132	-0,448	-0,596	-0,580	-0,584	-0,400	-0,104	0,224	1,10	0,968	1,504	0,824	1,216	0,292
14.1.74	10.35	7	20000	-0,136	-0,448	-0,604	-0,584	-0,584	-0,396	-0,112	0,224	1,10	0,980	1,520	0,824	1,216	0,308
14.1.74	14.20	7	50000	-0,128	-0,456	-0,604	-0,584	-0,584	-0,392	-0,104	0,236	1,12	0,996	1,536	0,840	1,228	0,336
14.1.74	14.50	6		-0,120	-0,420	-0,552	-0,536	-0,540	-0,360	-0,104	0,228	1,10	0,884	1,376	0,752	1,240	0,304
14.1.74	15.00	3		-0,100	-0,284	-0,372	-0,384	-0,368	-0,260	-0,088	0,152	0,54	0,504	0,796	0,432	0,660	0,188
14.1.74	15.15	0		-0,080	-0,152	-0,192	-0,192	-0,176	-0,140	-0,072	0,092	0,28	0,176	0,336	0,116	0,328	0,108

Tafel 5 . RISSBREITEN IN 1/100 mm BEI BALKEN A 1

Last- Mess- stufe linie	n	Schubbereich links (9) (13) (14)	Biegebereich Mitte (l = 1,5 m) (3) (1) (4) (17) (5a) (5b) (6) (7) (15) (8) (9a) (9b) (10) (16) (2) (11a) (11b)																Schubbereich rechts (12) (18)		Auswertung (nur Biegebereich) Summe Anzahl Mittel max			
5 I																					2	2	1	1
6 III																								
1 II																					13	7	1,86	4
1 I																			1		26	11	2,36	4
6 III																					2	1	2,0	2
10 II																					25	9	2,77	5
10 I																			2		37	11	3,36	5
6 III																					3	1	3,0	3
1000 II																					34	10	3,4	6
1000 I	0,5 1																		3		52	14	3,71	7
6 III																					3	1	3	3
5000 II																					35	10	3,5	6
5000 I	1 2																		3		57	14	4,07	8
0																					-	-	-	0
6 III																					7	5	1,4	3
20 000 II																					47	11	4,27	7
20 000 I	1 3																		4		78	15	5,2	8
6 III																					13	8	1,63	4
50 000 II																					50	11	4,55	7
50 000 I	1 3																		5		84	15	5,6	10
7 III																					21	10	2,1	5
1 II																					70	11	6,36	10
1 I	2 5																		7		126	17	7,41	12
7 III																					22	10	2,2	5
10 II																					76	11	6,91	10
10 I	2 5																		8		128	17	7,53	13
7 III																					24	11	2,18	5
1000 II																					80	11	7,27	10
1000 I	2 6																		10		142	17	8,35	17
7 III																					30	11	2,73	6
5000 II																					85	11	7,73	11
5000 I	4 8																		10		148	17	8,71	18
0																					-	-	-	0
7 III																					34	11	3,09	6
10 000 II																					94	12	7,83	12
10 000 I	4 8																		12 2		158	17	9,29	20
7 III																					34	11	3,09	7
20 000 II																					91	12	7,58	11
20 000 I	1 5 8																		12 2		153	17	9,06	20
7 III																					37	11	3,36	8
50 000 II																					100	12	8,33	12
50 000 I	1 5 10																		14 3		166	17	9,76	21
6 III																								5
II																								10
I																								16
3 III																								1
II																								3
I																								6
0 III																								1
II																								2
I																								4

Tafel 6 . RISSBREITEN IN 1/100 mm BEI BALKEN A2/1

AR Messung nur ausgewählter Risse (meist mit max. Rißbreiten)

Tafel 7 . R I S S B R E I T E N I N 1/100 mm B E I B A L K E N A 2/2

[illegible]

ohne besondere Kennzeichnung : Vollständige Rißmessungen im Biege- und Schubbereich

33 Vollständige Rißmessungen nur im Biegebereich

A 3 Messung nur einiger ausgewählter Risse (meist mit max. Rissbreiten)

Tafel 6 . R I S S B R E I T E N I N 1/100 mm B E I B A L K E N A 3

[illegible]

ohne besondere Kennzeichnung: Vollständige Rissmessungen im Biege- und Schubbereich

R 8 **Vollständige Rissmessungen nur im Biegebereich**

AR Messung nur einiger ausgewählter Risse